

# **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES E ESTUDO DO REFORÇO DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO**

**MÁRIO JORGE AZEVEDO DA CRUZ**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor António Abel Ribeiro Henriques

JULHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmãos

*Na natureza nada se cria, nada se perde, tudo se transforma.*

*Antoine Lavoisier*



## **AGRADECIMENTOS**

O espaço dedicado a esta secção, que seguramente não será suficiente, é para poder agradecer de forma meritória a todas as pessoas que me ajudaram, de forma direta ou indireta, a superar diversos obstáculos presenciados ao longo de todo o meu percurso académico. Deixo assim algumas palavras, procurando através destas descrever os meus profundos e sinceros agradecimentos:

- Ao Professor António Abel Henriques, pelo interesse e disponibilidade demonstrados nas reuniões mas, sobretudo, pela partilha de conhecimentos essenciais na elaboração da presente dissertação.
- Aos meus colegas e amigos, pela presença constante e por todos os momentos de convívio presenciados ao longo de todos estes anos. Para meu contentamento consistindo num vasto número, não sendo possível agradecer individualmente a todos os que aqui se incluem.
- Ao meu pai, Jorge Cruz, pelos conselhos sábios e acertados que sempre me procurou oferecer ao longo da minha vida académica, sem procurar receber nada em troca a não ser o meu sucesso académico.
- À minha namorada, Filipa Pinho, que desde que nos conhecemos sempre me apoiou nos bons e maus momentos e com a qual vivi experiências que nunca mais esquecerei e que me moldaram para ser a pessoa que sou hoje.
- Aos meus pais, o meu profundo agradecimento por todo o esforço e trabalho que tiveram para que fosse possível chegar ao fim desta etapa. Espero um dia conseguir compensar-vos. A vocês dedico esta dissertação.



## **RESUMO**

Uma estrutura de betão armado pode sofrer diversas alterações ao longo da sua vida útil. Essas alterações podem estar relacionadas com a modificação do seu tipo de uso, com a introdução de cargas superiores às consideradas durante o dimensionamento, com a degradação dos seus materiais, ou ainda com a alteração do seu tempo de vida útil. Caso se verifique alguma destas situações ou uma combinação destas pode ser necessário avaliar a condição atual da estrutura e, consequentemente, reavaliar a segurança estrutural.

Os Eurocódigos estão sobretudo direcionados para o dimensionamento de estruturas novas e a aplicação das metodologias de avaliação de segurança propostas nestes documentos a estruturas existentes, podem fazer com que essa avaliação seja conservativa. Desta forma a aplicação destas metodologias podem conduzir à indicação de reforçar a estrutura quando não existiria necessidade para tal ou, ainda, o reforço obtido pode ser sobredimensionado. Ambos os cenários têm consequências financeiras para o dono de obra, que poderiam ser evitadas com a aplicação de uma metodologia mais adequada.

A presente dissertação pretende, assim, contribuir para o desenvolvimento de uma metodologia de avaliação da segurança de estruturas existentes de betão, que seja eficaz e de rápida aplicação, facilitando dessa forma a sua utilização por toda a comunidade de engenheiros civis.

Após definida a metodologia, esta foi aplicada a um exemplo simples de uma estrutura de betão porticada, que sofreu uma alteração no seu tipo de uso. Foram ainda dimensionadas as soluções de reforço a aplicar aos elementos estruturais que não garantiram condições de segurança face às novas solicitações.

Finalmente, aplicou-se a metodologia a um exemplo real de uma estrutura que já havia sido reforçada. O objetivo deste exemplo foi aplicar a metodologia e verificar se era necessário o reforço face às novas solicitações. Caso se verificasse a necessidade de reforçar, foram dimensionadas as soluções de reforço para os respetivos elementos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Metodologia de avaliação de segurança, Estruturas de betão armado, Coeficientes parciais de segurança, Medidas de reforço.





## **ABSTRACT**

A reinforced concrete structure may have several changes throughout its service life. These changes may be related to the modification of its type of use, by increasing load levels not considered in the original design, degradation of its materials, or even with the change of its service life. If any of these cases, or a combination of them, happen it may be necessary to assess the current condition of the structure and consequently to reevaluate the structural safety.

The Eurocodes are mainly directed for the design of new structures. In these documents the application of methodologies for evaluating safety of existing structures can lead to conservative solutions. Thus, the application of these proposals may indicate that the structure needs to be strengthened and may not be needed or may be oversized. Both scenarios have financial consequences for the owner, which could be avoided with the application of an appropriate methodology.

This work intends to contribute for the development of a methodology to evaluate the safety of existing concrete structures in an efficient and simple manner, thus facilitating its application.

The proposed methodology was applied to a simple concrete structure which has a change in its type of use. The structural elements that do not have guaranteed the safety conditions for the new demands were identified and solutions for their strengthening were designed.

Finally, the methodology was applied to a real structure that had been already strengthened. The purpose of this example was to apply the proposed methodology and verify the need to strengthen the structure for the new demands. If there was a need to strengthen, strengthening solutions were designed for the respective structural elements.

**KEYWORDS:** Safety assessment methodology, concrete structures, partial safety factors, strengthening solutions.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO</b> .....	1
<b>1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO</b> .....	1
1.2.1. UTILIZAÇÃO DO BETÃO .....	1
1.2.1.1. Primeiras estruturas em betão .....	1
1.2.1.2. Betão na idade média .....	2
1.2.1.3. Utilização de cimento Portland .....	2
1.2.2. APARECIMENTO DO BETÃO ARMADO .....	3
1.2.2.1. Primeiras estruturas em betão armado .....	3
1.2.2.2. Betão armado em Portugal .....	4
1.2.2.3. Betão armado após II Guerra Mundial .....	5
<b>1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO</b> .....	6

<b>2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES</b> .....	9
<b>2.1. SITUAÇÕES QUE LEVAM A UMA REAVALIAÇÃO DE SEGURANÇA</b> .....	9
2.1.1. DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS .....	9
2.1.1.1. Necessidade de reavaliar a segurança estrutural .....	9
2.1.1.2. Métodos para inspeção do estado do material .....	9
2.1.1.3. Conclusões prévias dos resultados dos ensaios .....	13
2.1.1.4. Patologias dos materiais constituintes da estrutura .....	14
2.1.2. MODIFICAÇÃO DO TIPO DE USO .....	18
2.1.2.1. Necessidade de reavaliar a segurança estrutural .....	18
2.1.2.2. Alteração das exigências impostas à estrutura .....	18
2.1.3. ALTERAÇÃO DO TEMPO DE VIDA ÚTIL .....	18
2.1.3.1. Necessidade de reavaliar a segurança estrutural .....	18
2.1.3.2. Noção de tempo de vida útil .....	19

2.1.3.3. Implicações para o cálculo estrutural .....	19
<b>2.2. PRINCÍPIOS PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL</b> .....	20
2.2.1. OBJETIVOS DA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES .....	20
2.2.1.1. Segurança estrutural e capacidade de serviço .....	20
2.2.1.2. Minimização de custos .....	20
2.2.2. METODOLOGIAS E AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL .....	21
2.2.2.1. Classificação .....	21
2.2.2.2. Níveis de avaliação .....	22
2.2.3. MÉTODOS DE AQUISIÇÃO DE INFORMAÇÃO .....	24
2.2.3.1. Estudo de documentação .....	25
2.2.3.2. Testes e inspeções de materiais .....	25
2.2.3.3. Implicações para o cálculo estrutural .....	26
2.2.4. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE FIABILIDADE .....	28
2.2.4.1. Verificação determinística com coeficientes de segurança globais .....	28
2.2.4.2. Coeficientes parciais de segurança .....	29
2.2.4.3. Verificação probabilística .....	29
2.2.4.4. Fiabilidade alvo .....	30
 <b>3. MEDIDAS DE REFORÇO</b> .....	 33
3.1. NECESSIDADE DE REFORÇAR .....	33
3.2. ADIÇÃO DE ELEMENTOS RESISTENTES .....	34
3.2.1. PAREDES RESISTENTES .....	34
3.2.1.1. Vantagens das paredes resistentes .....	35
3.2.1.2. Desvantagens das paredes resistentes .....	35
3.2.1.3. Outros aspetos relevantes .....	35
3.2.2. CONTRAVENTAMENTOS DE BETÃO ARMADO E METÁLICOS .....	36
3.2.2.1. Vantagens .....	36
3.2.2.2. Desvantagens .....	36
3.2.2.3. Vantagens dos pórticos ou contraventamentos metálicos .....	37
3.2.2.4. Vantagens dos pórticos em betão armado .....	37
3.2.2.5. Outros aspetos relevantes .....	37
3.3. REFORÇO DE ELEMENTOS EXISTENTES .....	38
3.3.1. COLAGEM DE FRP .....	38

3.3.1.1. Definição .....	38
3.3.1.2. Campos de aplicação.....	38
3.3.1.3. Aspetos principais .....	39
3.3.1.4. Características dos diferentes FRP .....	39
3.3.1.5. Laminados vs mantas .....	40
3.3.1.6. Os GFRP .....	41
3.3.1.7. Técnica de aplicação.....	43
3.3.1.8. Controlo de qualidade .....	46
3.3.2. ADIÇÃO DE ELEMENTOS METÁLICOS .....	47
3.3.2.1. Campos de aplicação.....	47
3.3.2.2. Aspetos principais .....	47
3.3.2.3. Técnica de aplicação.....	48
3.3.2.4. Controlo de qualidade .....	49
3.3.2.5. Disposições construtivas.....	50
3.3.3. ENCAMISAMENTO METÁLICO OU EM BETÃO ARMADO.....	50
3.3.3.1. Vantagens e desvantagens.....	51
3.3.3.2. Campos de aplicação.....	51
3.3.3.3. Aspetos principais .....	51
3.3.3.4. Técnica de aplicação.....	52
3.3.3.5. Materiais de encamisamento em betão armado.....	52
3.3.3.6. Ligação betão-betão.....	53
<b>3.4. INTRODUÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO E DE DISPOSITIVOS ADICIONAIS .....</b>	<b>55</b>
3.4.1. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR .....	55
3.4.1.1. Aspetos principais .....	55
3.4.1.2. Metodologias de aplicação de pré-esforço em laminados.....	56
3.4.2. OUTROS DISPOSITIVOS .....	56

<b>4. METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES .....</b>	<b>59</b>
<b>4.1. CÁLCULO DOS EFEITOS DAS AÇÕES PERMANENTES.....</b>	<b>59</b>
<b>4.2. CÁLCULO DOS EFEITOS DAS AÇÕES VARIÁVEIS .....</b>	<b>60</b>
4.2.1. DEDUÇÃO DOS TERMOS DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA .....	63
4.2.1.1. Probabilidade de ocorrência de uma ação no período de um ano .....	65

<b>4.3. OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>68</b>
4.3.1. CÁLCULO DOS VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA .....	68
4.3.2. CÁLCULO DOS VALORES DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA .....	69
4.3.3. OBTENÇÃO DO COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURANÇA .....	70
<b>4.4. RESUMO DA METODOLOGIA PARA APLICAÇÃO .....</b>	<b>70</b>
4.4.1. AÇÕES PERMANENTES .....	71
4.4.2. AÇÕES VARIÁVEIS .....	71
4.4.3. RESISTÊNCIA DO MATERIAL.....	73
4.4.4. CÁLCULO ESTRUTURAL .....	73
4.4.4.1. Programa “Secção” .....	74

## **5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA .....**

## **75**

<b>5.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>75</b>
<b>5.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA NOVA .....</b>	<b>76</b>
5.2.1. AÇÕES A CONSIDERAR .....	76
5.2.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO PISO 1 .....	76
5.2.2.1. Pré-dimensionamento .....	76
5.2.2.2. Esforços na laje .....	77
5.2.2.3. Cálculo da armadura da laje.....	77
5.2.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 1 .....	78
5.2.3.1. Esforços na viga .....	78
5.2.3.2. Pré-dimensionamento na viga.....	78
5.2.3.3. Cálculos da armadura da viga.....	79
5.2.4. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO PISO 0.....	80
5.2.4.1. Esforços nos pilares .....	80
5.2.4.2. Pré-dimensionamento e cálculo da armadura dos pilares .....	80
<b>5.3. REAVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA.....</b>	<b>81</b>
5.3.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS À ESTRUTURA.....	81
5.3.2. CÁLCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES DAS SECÇÕES .....	83
5.3.2.1. Momento resistente da secção da laje.....	83
5.3.2.2. Momento resistente da secção da viga.....	83
5.3.2.3. Esforço axial resistente da secção de pilar .....	84

5.3.3. ALTERAÇÃO DO TIPO DE UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	84
5.3.3.1. Cargas a considerar .....	84
5.3.3.2. Cálculo dos novos coeficientes de segurança .....	85
5.3.3.3. Cálculo dos esforços em estado limite último .....	85
5.3.3.4. Confronto das resistências e esforços atuantes .....	86
5.3.3.5. Estudo do reforço dos elementos estruturais .....	87

## **6. EXEMPLO PRÁTICO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA.....91**

### **6.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DO PROJETO DE INTERVENÇÃO .....91**

### **6.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS EFETUADOS E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTRUTURA.....93**

#### 6.2.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE CAROTES .....93

#### 6.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....94

### **6.3. AÇÕES E ESFORÇOS NA ESTRUTURA .....95**

#### 6.3.1. AVALIAÇÃO DAS AÇÕES ATUAIS E FUTURAS NA ESTRUTURA .....95

#### 6.3.2. CÁLCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES DAS SECÇÕES.....95

##### 6.3.2.1. Tempo de vida útil de 10 anos .....96

##### 6.3.2.2. Tempo de vida útil de 50 anos .....98

### **6.4. ESFORÇOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DAS VIGAS .....100**

#### 6.4.1. OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO.....100

#### 6.4.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DA VIGA .....101

#### 6.4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES.....103

### **6.5. ESTUDO DE SOLUÇÕES DE REFORÇO.....103**

#### 6.5.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE REFORÇO.....103

#### 6.5.2. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO .....104

##### 6.5.2.1. Reforço com MBrace.....104

##### 6.5.2.2. Reforço com Sika .....107

## **7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....111**





## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Panteão de Roma .....	2
Fig. 2 - Primeira construção de Betão Armado. Barco de Lambot, 1848 .....	3
Fig.3 – Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875) .....	3
Fig.4 – Viaduto Duarte Pacheco, B. Carmona, 1944 .....	5
Fig.5 – Ponte da Arrábida, Edgar Cardoso, 1963 .....	5
Fig.6 – Tipos de transmissão: a) direta; b) semidireta; c) indireta (Azevedo, 2014) .....	10
Fig.7 – Pacómetro a ser aplicado em laje (Júlio, 2011) .....	11
Fig.8 – Efeito da fendilhação (esquerda) e da delaminação (direita) (Costa, 2011) .....	15
Fig.9 – Efeito dos sulfatos no betão (Costa, 2011) .....	16
Fig.10 – Efeito dos álcalis no tabuleiro de uma ponte em betão armado (Costa, 2011) .....	17
Fig.11 – Níveis de avaliação estrutural (adaptado de Rücker et al, 2006) .....	24
Fig.12 – Abordagens para verificação de fiabilidade (adaptado de (Rücker et al, 2006)) .....	28
Fig.13 – Exemplo de execução de paredes resistentes introduzidas num pórtico (Júlio, 2011) .....	35
Fig.14 – Contraventamento metálico (Júlio, 2011) .....	36
Fig.15 – Representação esquemática da constituição do sistema para laminados (esq.) e para mantas (dir.) (Appleton e Costa, 2011) .....	43
Fig.16 – Aplicação de primário numa solução de laminados de FRP (Appleton e Costa, 2011) .....	45
Fig.17 – Esquema da aplicação da resina (esq.) e aplicação prática da mesma (dir.) (adaptado de Appleton e Costa, 2011) .....	46
Fig.18 – Ensaio de ligação resina – betão (Appleton e Costa, 2011) .....	49
Fig.19 – Ensaio de ligação resina - chapa metálica (Appleton e Costa, 2011) .....	49
Fig.20 – Reforço à flexão - Dimensões recomendadas (Appleton e Gomes, 1997) .....	50
Fig.21 – Reforço ao esforço transversal - Dimensões recomendadas (Appleton e Gomes, 1997) .....	50
Fig.22 – Representação Esquemática das Tensões Normais e Tangenciais numa secção reforçada (Appleton e Costa, 2011) .....	53
Fig.23 – Função densidade de probabilidade da Lei de Gumbel (GNU, 2013) .....	61
Fig.24 – Representação esquemática do modelo teórico abordado .....	75
Fig.25 – Secção da laje dimensionada .....	78
Fig.26 – Secção da viga dimensionada .....	80
Fig.27 – Secção do pilar dimensionada .....	81
Fig.28 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da laje por reforçar .....	83
Fig.29 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga por reforçar .....	84

Fig.30 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada com FRP .....	88
Fig.31 – Secção da viga reforçada com FRP .....	89
Fig.32 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada com chapas metálicas .....	89
Fig.33 – Secção da viga reforçada com chapas metálicas.....	90
Fig.34 – Planta estrutural do edifício (Azevedo, 2008) .....	92
Fig.35 – Secção das vigas do corpo 1 para os momentos positivos (esq.) momentos negativos (dir.) .....	94
Fig.36 – Secção das vigas do corpo 2 para os momentos positivos (esq.) momentos negativos (dir.) .....	94
Fig.37 – Modelo da estrutura .....	95
Fig.38 – Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 1 .....	98
Fig.39 – Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 2 .....	98
Fig.40 – Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 1 .....	99
Fig.41 – Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 2 .....	99
Fig.42 – Diagrama de esforços para CQP para a viga mais solicitada do corpo 1 .....	99
Fig.43 – Diagrama de esforços para CQP para a viga mais solicitada do corpo 2 .....	100
Fig.44 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 1 para momentos positivos.....	101
Fig.45 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 1 para momentos negativos .....	102
Fig.46 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 2 para momentos positivos.....	102
Fig.47 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 2 para momentos negativos .....	102
Fig.48 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos positivos.....	105
Fig.49 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos .....	105
Fig.50 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos positivos.....	105
Fig.51 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos negativos .....	106
Fig.52 – Secção da viga do corpo 1 para momentos positivos reforçada com MBrace .....	106
Fig.53 – Secção da viga do corpo 1 para momentos negativos reforçada com MBrace .....	106
Fig.54 – Secção da viga do corpo 2 para momentos positivos reforçada com MBrace .....	107
Fig.55 – Secção da viga do corpo 2 para momentos negativos reforçada com MBrace .....	107
Fig.56 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos positivos .....	108

Fig.57 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos .....	108
Fig.58 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos positivos.....	108
Fig.59 – Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos .....	109
Fig.60 – Secção da viga do corpo 1 para momentos positivos reforçada com Sika .....	109
Fig.61 – Secção da viga do corpo 1 para momentos negativos reforçada com Sika.....	110
Fig.62 – Secção da viga do corpo 2 para momentos positivos reforçada com Sika .....	110
Fig.63 – Secção da viga do corpo 2 para momentos negativos reforçada com Sika.....	110



## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Tempo de vida útil a considerar no dimensionamento (Eurocódigo 0,2009).....	19
Quadro 2 - Parâmetros fornecidos pelos respetivos métodos (adaptado de Rücker et al, 2006) .....	26
Quadro 3 - Índices de fiabilidade (Eurocódigo 0, 2009).....	31
Quadro 4 - Características de FRP (Appleton e Costa, 2011).....	40
Quadro 5 - Propriedades de GFRP (Correia, 2011) .....	42
Quadro 6 - Propriedades da resina epóxy (Appleton e Costa, 2011) .....	48
Quadro 7 - Coeficientes de variação relativo à natureza da ação (Calgaro, 1996).....	65
Quadro 8 - Valores de $k_n$ em relação ao número de ensaios realizados (Holický et al, 2013) .....	69
Quadro 9 - Valor de FTA ( $x_kA$ ) e FTB( $x_kB$ ) .....	71
Quadro 10 - Coeficientes de variação relativo à natureza da ação (Calgaro, 1996) .....	72
Quadro 11 - Ações a considerar no dimensionamento .....	76
Quadro 12 - Valores fictícios dos resultados dos ensaios à estrutura .....	81
Quadro 13 - Parâmetros estatísticos relevantes das resistências .....	82
Quadro 14 - Cargas a considerar após alteração do tipo de uso .....	85
Quadro 15 - Dados introduzidos na folha de cálculo .....	85
Quadro 16 - Resultados dos coeficientes parciais.....	85
Quadro 17 - Solução final de FRP .....	88
Quadro 18 - Solução final de chapas metálicas.....	89
Quadro 19 - Resultados dos ensaios à estrutura (Azevedo, 2008) .....	93
Quadro 20 - Ações presentes e futuras na estrutura (Azevedo, 2008) .....	95
Quadro 21 - Dados introduzidos na folha de cálculo .....	97
Quadro 22 - Resultados fornecidos pela folha de cálculo .....	97
Quadro 23 - Esforços atuantes na estrutura para TB = 10 anos .....	97
Quadro 24 - Esforços atuantes na estrutura para TB = 50 anos .....	99
Quadro 25 - Parâmetros estatísticos da resistência .....	100
Quadro 26 - Esforços resistentes das vigas .....	101
Quadro 27 - Propriedades dos materiais de reforço .....	103
Quadro 28 - Solução de reforço com MBrace.....	104
Quadro 29 - Solução de reforço com Sika .....	107



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$A_i^j$  – Área da junta

$A_s^j$  – Área da secção de armaduras que atravessa a junta incluindo a das armaduras de esforço transversal (caso existam), com amarração adequada de ambos os lados da junta

$A_s^i$  – Área de aço inicial

$A_s^r$  – Área de aço de reforço

Fig. - Figura

$F(x_k)$  - Função de distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação, para um dado período de referência.

$F(x_{kB})$  - Função distribuição de probabilidade anual do valor característico de uma dada ação;

$F_{TA}(x)$  – Função de distribuição para o período de vida útil  $T_A$ ;

$F_{TB}(x_{kB})$  - Função distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação para um dado Período de Vida Útil  $T_B$ ;

$F_{TB}(x)$  – Função de distribuição para o período de vida útil  $T_B$ ;

$F_k$  – Valor representativo da carga variável;

$P(X_1 > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência de 1 ano;

$P(X_\tau > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência  $\tau$

$P(X > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, para um dado período de referência;

$P(X \leq x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento não ser ultrapassado, para um dado período de referência;

$T_y$  - Período de Retorno;

$V_g$  – Coeficiente de variação das ações permanentes

$V_{sd}$  – Esforço transversal atuante na secção

$V_x$  - coeficiente de variação dos resultados dos ensaios.

$X_k$  - valor característico da resistência do material;

$\alpha_d$  – Valor de cálculo das grandezas geométricas (ver 6.3.4 NP EN 1990, 2009);

$b_r$  – Largura da secção reforçada

$c$  e  $\mu$  – Coeficientes que dependem da rugosidade da junta

$f_{ctd}$  – Desvio padrão das ações permanentes;

$f_{ctd}$  – Tensão resistente de tração do betão

$f_{syd}^i$  – Resistência de cálculo do aço inicial

$f_{syd}^r$  – Resistência de cálculo do aço de reforço

$k_n$ - coeficiente que é determinado com base no número de medições para  $V_x$  conhecidos ou desconhecidos.

$m_x$ - média dos resultados dos ensaios;

$p_f$ — Probabilidade de rotura

$s_x$ - desvio padrão dos resultados dos ensaios, expresso por  $s_x = \sqrt{s_x^2}$ ;

$s_x^2$ - variância os resultados dos ensaios, expressa por  $s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2$ .

$u_{0,05}$ - Percentil de 5% de uma variável aleatória normalizada que tenha a mesma distribuição que a resistência do material;

$u_p$ - percentil de  $p\%$  de uma variável aleatória normalizada que tenha a mesma distribuição que a resistência do material;

$x_i$ - valor de uma medição individual.

$z_{eq}$ —  $0,9 \cdot d_{eq}$

$\alpha$ — Ângulo que a armadura faz com a junta, que deverá ser limitado a  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\alpha_G$ — Coeficiente de sensibilidade das ações permanentes, assume valor de 0,7.

$\beta$ — Índice de fiabilidade

$\gamma_{FB}(x)$ — coeficiente parcial de segurança para uma determinada ação e para um período de vida útil  $T_B$ ;

$\gamma_M$ — coeficiente Parcial de Segurança para uma determinada resistência de um determinado material constituinte da estrutura;

$\gamma_{sd}$ — Coeficiente parcial que tem em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações e, em certos casos, na modelação das próprias ações.

$\gamma_f$ — Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção à possibilidade de desvios desfavoráveis do valor da ação em relação aos seus valores representativos;

$\gamma_{fB}(x)$ — coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção à possibilidade de desvios desfavoráveis do valor da ação em relação aos seus valores representativos para o período de vida útil  $T_B$ ;

$\gamma_m$  — coeficiente parcial que relaciona os valores característicos das resistências com os valores de cálculo;

$\gamma_{tB}(x)$ — coeficiente parcial que relaciona os valores característicos de uma dada ação para os Períodos de Vida Útil  $T_B$  e  $T_A$ ;

$\mu_G$ — Valor médio das ações permanentes;

$\sigma_x$ - desvio padrão dos resultados dos ensaios.

$\tau_1$ — Tensão tangencial na ligação entre betões

$\tau_2$ — Tensão tangencial na fibra inferior do betão de reforço

$\phi^{-1}$ — Inverso da distribuição normal normalizada

$\Psi$  — Coeficiente igual a 1,00 ou  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ .

$\nu$ — Coeficiente de redução da resistência (expressão 6.6N de NP EN 1992-1-1 2010)



$\rho$  –  $A_s/A_i$

$\tau$  - Período de referência;

$\phi$  - Distribuição normal normalizada;







# 1

## INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

### 1.1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Desde o início do séc. XX que o edificado, tanto em Portugal como no resto da Europa, é maioritariamente construído tendo como principal recurso o betão armado. É, portanto, imperativo que os Engenheiros Cíveis dominem as questões relacionadas com a avaliação da segurança de uma estrutura de betão armado.

A generalidade das normas de betão armado existentes hoje em dia diz respeito ao dimensionamento de estruturas novas. Ao nível dos Eurocódigos não existe ainda um documento definitivo relacionado com a avaliação da segurança de estruturas existentes. Ainda não existe sequer um consenso generalizado no que diz respeito a este assunto.

A verdade é que não está errado considerar os coeficientes parciais de segurança utilizados no dimensionamento de uma estrutura nova quando reavaliarmos a segurança de uma estrutura existente. Mas será correto? Não será demasiado conservativo? Não terão ocorrido intervenções em estruturas existentes desnecessárias devido a este conservadorismo?

Esta dissertação procura abordar da forma mais completa possível estas questões e outras com elas relacionadas, bem como desenvolver uma metodologia destinada à avaliação da segurança de estruturas existentes. Essa metodologia engloba o cálculo de novos coeficientes de segurança, tanto para as ações como para as resistências dos materiais constituintes da estrutura a avaliar.

Após a avaliação da segurança de uma estrutura existente é necessário, caso esta não garanta as condições de segurança, estudar medidas de reforço a aplicar na estrutura.

Esta dissertação procura também estudar algumas dessas medidas, bem como quais os casos mais indicados a usar cada uma delas.

### 1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

#### 1.2.1. UTILIZAÇÃO DO BETÃO

##### 1.2.1.1. Primeiras estruturas em betão

O betão, como componente estrutural, começou a ser utilizado por civilizações anteriores à civilização Romana. O betão e as argamassas são utilizados como materiais de construção há milhares de anos, sendo então produzidos pela mistura de argila ou argila margosa, areia, cascalho e água. Há registos de que os materiais eram, quando necessário, transportados a distâncias de centenas de quilómetros, como

é o exemplo de um pavimento de betão simples datado de 5600 AC em Lepenski Vir (obra da pré-história europeia situado na Sérvia).

Mas foi a civilização Romana que desenvolveu mais as técnicas da construção em betão, existindo exemplos notáveis de estruturas em betão concebidos por esta civilização já com milhares de anos. Alguns dos mais conhecidos são o Panteão de Roma (127 d.C.) (Fig. 1) com a cúpula em betão leve e o Aqueduto da Pont du Gard em Nîmes (150 d.C.) onde se pode notar a presença de betão no canal de água e no forro das cantarias. Em Portugal, exemplos da construção em betão da civilização Romana são a Ponte de Trajano sobre o Rio Tâmega situada na cidade de Chaves, distrito de Vila Real, e que data do ano 100 d.C. e a Ponte de Vila Formosa na N369 que data do final do séc. I e início do Séc.II d.C.



Fig. 1 Panteão de Roma

Há registos de que os Romanos fizeram tentativas para armarem o betão com cabos de bronze, experiências que não foram bem-sucedidas devido aos diferentes coeficientes de dilatação térmica do bronze e do betão.

#### 1.2.1.2. Betão na idade média

Após a queda do império Romano a utilização de betão decresceu sendo que até ao séc. XVIII foi exclusivamente limitada às fundações e ao interior de paredes de alvenaria.

#### 1.2.1.3. Utilização de cimento Portland

Com o desenvolvimento da produção e estudo das propriedades do cimento (Smeaton em 1758, James Parker em 1796, Louis Vicat em 1818) que culminou com a aprovação da patente do cimento Portland (nome dado devido à cor dos cimentos ser parecida com a da rocha Portland) apresentada por Joseph Aspdin em Leeds, Inglaterra, em 1824. A partir daí dá-se o grande desenvolvimento na aplicação do betão nas construções.

Em 1885 concebem-se os fornos rotativos que permitiram baixar substancialmente o preço do cimento. Em Portugal a indústria do cimento inicia-se em 1894 com a fábrica “Cimentos Tejo” em Alhandra.

## 1.2.2. APARECIMENTO DO BETÃO ARMADO

### 1.2.2.1. Primeiras estruturas em betão armado

As primeiras referências ao betão armado datam de 1830, no entanto o barco em ferrocimento construído pelo francês Jean-Louis Lambot em 1848 (Fig. 2) é reconhecido como a obra mais antiga de betão armado ainda existente. Este barco foi apresentado na célebre Exposição Universal de Paris de 1855 e ainda está preservado até aos nossos dias.



Fig. 2 – Primeira construção de Betão Armado. Barco de Lambot, 1848

Joseph Monier foi um dos principais pioneiros do betão armado com as suas patentes de 1849 para caixas (floreiras), casas e tubagens em 1867 e pontes em arco em 1873 (Fig. 3).

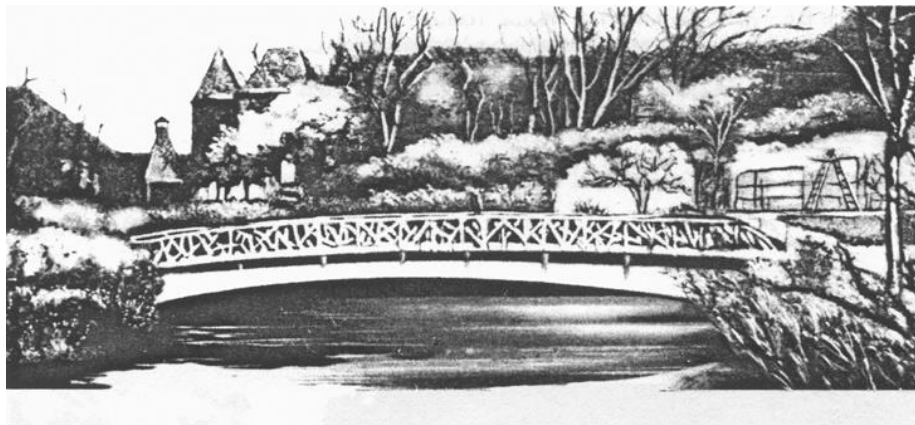


Fig. 3 Primeira Ponte em Betão Armado (Monier, 1875)

Em 1852 Francois Coignet e em 1854 William Wilkinsen iniciaram a realização de pavimentos de betão armado (lajes e vigas) os quais se tornaram numa das maiores aplicações deste material até à época atual.

No final do século XIX são já vários os estudos publicados sobre o betão armado (Coignet, Considère, Mesnager) teorizando o comportamento à flexão, tendo em 1897 sido criada a primeira disciplina de Betão Armado na ENPC – École National de Ponts et Chaussées (Paris) a cargo do professor Rabut. As patentes tornam-se também numerosas (Cottancin, Monnoyer, Hyatt, Coignet).

Em 1906 são publicadas as primeiras instruções francesas (Regulamento), traduzidas e publicadas em 1907 pela Revista de Obras Públicas e Minas da Associação Portuguesa dos Engenheiros Civis, com o título “As Instruções Francesas para o Formigão Armado”.

Neste período e nos anos seguintes as designações mais correntes para o que atualmente se designa Betão Armado eram o Formigão Armado (semelhante ao Hormigon, em espanhol) e Cimento Armado (semelhante ao Cemento Armato ainda hoje usual em Itália). Outras designações como o Beton Armado, o Siderocimento, o Beton de Cimento Armado encontram-se em publicações da primeira metade do século XX. A este propósito refira-se que a origem da palavra “concreto” é “concretus” que significa composto e a origem da palavra “betão” é “bitumen”.

O princípio do século XX é caracterizado por um desenvolvimento extraordinário na utilização e compreensão do funcionamento e possibilidades do betão armado. Esse desenvolvimento está associado à realização de numerosas patentes onde se indicam as bases de cálculo e as disposições de armaduras adotadas para diversos elementos estruturais.

Desse período e desse sistema construtivo referem-se Weavers Mill em Swansea (1898), Meyrick Park Water Tower em Bournemouth (1900), a Ponte del Risorgimento em Roma (1904, uma ponte em arco sobre o rio Tigre com um vão superior a 100m) e em Portugal merecem especial referência o edifício de moagem de trigo do Caramujo, na Cova da Piedade, realizado em 1898 e onde depois funcionou uma moagem da Sociedade Industrial Aliança e a Ponte Luiz Bandeira de Sejães na EN333-3 sobre o rio Vouga. Esta ponte em arco de 44m de vão foi realizada em 3 meses e 4 dias.

#### 1.2.2.2. Betão armado em Portugal

Em 1911 são criadas em Portugal as Universidades de Lisboa e Porto e em 1918 aprovado o 1º Regulamento Português no domínio do betão armado “Instruções Regulamentares para o Emprego do Beton Armado”, realizadas com base nas normas francesas de 1906 e nos desenvolvimentos posteriores, Dec. 4036 de 3/4/1918.

Em Portugal a primeira disciplina de Cimento Armado foi criada em 1922 na Faculdade Técnica da Universidade do Porto (o Engenheiro Theotonio Rodrigues foi o seu primeiro professor) e em 1935 é publicado o “Regulamento do Betão Armado” dec. 25948 de 1935 que sintetiza o estado do conhecimento neste domínio. O 1º Congresso Internacional do Betão e do Betão Armado foi realizado em 1930.

Na primeira metade deste século muitas são as realizações em betão armado em Portugal. Destacam-se o Canal do Tejo (executado de 1932 a 1940 e que envolveu a realização de túneis, pontes canal e tubagens de 2.5m de diâmetro, tendo sido utilizada a vibração mecânica pela primeira vez no nosso país), numerosas pontes de que se salienta o Viaduto Duarte Pacheco em Lisboa (concluído em 1944 com um desenvolvimento total de 505m tendo o arco central um vão de 91.97m) (Fig. 4) e edifícios de que se salienta o conjunto dos edifícios do IST (1936). Deve no entanto referir-se que neste período



era ainda usual realizar a estrutura dos edifícios com paredes de alvenaria e o betão armado era aplicado na estrutura dos pisos em alternativa a soluções de estrutura de madeira.



Fig. 4 Viaduto Duarte Pacheco, B. Carmona, 1944

#### 1.2.2.3. Betão armado após II Guerra Mundial

Após a 2ª Grande Guerra assiste-se à afirmação das grandes possibilidades do betão armado como material estrutural, à exploração do betão aparente como solução arquitetónica e ao grande desenvolvimento do betão armado pré-esforçado.

No domínio das pontes refere-se a execução de grandes pontes em arco de que se destacam a Ponte Sando na Suécia com 264m de corda (1943) e a Ponte da Arrábida projetada pelo Prof. Edgar Cardoso com 270m de corda (1963) (Fig. 5).



Fig. 5 Ponte da Arrábida, Edgar Cardoso, 1963

No domínio das barragens inicia-se em Portugal um período de execução de grandes barragens abóbada de que a Barragem do Cabril no Rio Zêzere é o primeiro exemplo (1953).

Os progressos técnicos e a cooperação internacional na Europa deram origem à criação em 1951 da FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte que realizou em 1953 o seu primeiro Congresso e em 1953, do CEB – Comissão Europeia do Betão, associação que produziu as primeiras recomendações em 1963. Estas Associações fundiram-se em 1998 na atual FIB – Fédération Internationale du Béton.

A nível nacional é marcante a criação do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil de que se destaca neste domínio o contributo do Engenheiro Júlio Ferry Borges. Na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é realizada em 1944 a primeira tese de doutoramento em betão armado e pré-esforçado pelo Professor Joaquim Sarmento.

Em 1967 é publicado novo regulamento no domínio do betão armado, REBA o qual integra já a moderna filosofia de verificação da segurança em relação aos estados limites.

No que se refere ao pré-esforço e após os trabalhos pioneiros de Freyssinet, Magnel e Hoyer assiste-se após a 2ª grande guerra ao grande desenvolvimento deste sistema construtivo que veio alargar a fronteira da aplicação do betão nas construções.

A primeira construção portuguesa de betão pré-esforçado é a cobertura de vários armazéns para algodão na Avenida Meneses em Matosinhos com um vão de 32.4m e vigas simplesmente apoiadas de altura variável e de betão armado pós-tensionado (1951).

A primeira ponte em betão armado pré-esforçado em Portugal é a Ponte de Vala Nova em Benavente na EN118 ao Km 43.45 realizada em 1954 e que apresenta 3 vãos simplesmente apoiados de 36.0m.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos, sendo abordado no primeiro capítulo o enquadramento do tema, bem como os objetivos inerentes à sua realização, a sua estrutura e ainda um enquadramento histórico das estruturas de betão armado.

O capítulo 2 pode ser dividido em duas partes distintas. A primeira parte em que são expostas algumas situações que podem levar à tomada de decisão para efetuar uma reavaliação da segurança de uma determinada estrutura existente bem como alguns métodos para inspeção do estado do material. Na segunda parte aborda-se os princípios para a avaliação da segurança de estruturas existentes.

O capítulo 3 é relativo ao estudo de medidas de reforço. São identificadas as propriedades mais relevantes para o estudo do comportamento mecânico dos materiais de reforço, disposições construtivas, algumas vantagens e desvantagens de cada medida de reforço a aplicar e, em alguns casos, técnicas de aplicação do reforço.

No capítulo 4 é exposta a metodologia para a reavaliação de segurança proposta pelo autor. São propostos novos coeficientes parciais de segurança, tanto relativos a ações como a resistências. Os valores de cálculo das resistências e das ações permanentes são obtidas com base em ensaios e em medições à estrutura existente e as ações variáveis são obtidas com base na natureza das mesmas e no tempo de vida útil da estrutura existente após reavaliação.

No capítulo 5 é estudado um exemplo de aplicação da metodologia proposta no capítulo anterior. O exemplo idealizado trata-se de uma estrutura relativamente simples. Numa primeira fase dimensiona-se a estrutura e numa segunda fase coloca-se um cenário de alteração do seu uso, no qual se torna necessário uma reavaliação da segurança e, nos elementos resistentes que não garantem essa segurança, o estudo de medidas de reforço a aplicar.

No capítulo 6 é estudado um caso real de uma estrutura que já foi reforçada. Mesmo com o reforço já efetuado, é aplicada a metodologia de reavaliação proposta no capítulo 4 para se averiguar a necessidade desse reforço. Após essa avaliação são estudadas duas possíveis soluções de reforço.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentadas as conclusões principais deste trabalho e apontam-se algumas possíveis direções para desenvolvimento futuro desta temática.



# 2

## AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

### 2.1. SITUAÇÕES QUE LEVAM A UMA REAVALIAÇÃO DE SEGURANÇA

Quando se está perante uma estrutura existente e se tomou a decisão de que seria necessário reavaliar a sua segurança é porque existem indícios dessa necessidade. Existem diversas causas possíveis que levam à necessidade de reavaliar a segurança de uma dada estrutura. Neste capítulo procura-se desenvolver algumas destas razões de forma a perceber-se de que forma é que estes aspetos influenciam a segurança da estrutura. De notar ainda que estas causas podem não ser singulares quando se considera a necessidade de reavaliar a estrutura. A necessidade de reavaliar a segurança de uma estrutura pode dever-se a apenas um dos aspetos referidos neste capítulo ou à combinação destes.

#### 2.1.1. DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS ESTRUTURAIS

##### 2.1.1.1. Necessidade de reavaliar a segurança

Quando a idade da estrutura vai avançando, a possibilidade de degradação dos seus materiais constituintes torna-se cada vez maior devido a ações elevadas aplicadas à estrutura ou simplesmente por falta de manutenção da mesma.

Esta degradação faz com que exista redução de material resistente em certos membros da estrutura como redução de área efetiva de betão ou de aço.

Nestes cenários existe a necessidade de reavaliar a segurança da estrutura de forma a verificar a necessidade ou não de a reforçar.

##### 2.1.1.2. Métodos para inspeção do estado do material

Quando se reavalia a segurança de uma estrutura existente deixam de existir valores teóricos para os parâmetros resistentes dos materiais que constituem a estrutura em análise. A estrutura existe, já foi concebida, e, portanto, já existem materiais reais que têm valores reais. De modo a obter os valores dos parâmetros resistentes dos materiais efetivamente presentes na estrutura, é necessário recorrer a métodos desenvolvidos para o efeito.

- Ensaios baseados na propagação de ondas

Estes tipos de ensaios consistem na medição do intervalo de tempo entre ondas emitidas por aparelhos transmissores, ou geradas através de impulsos, e o aparelho de receção. Desta forma, sabendo a

velocidade de propagação das ondas em cada material torna-se possível, através da distância e dos tempos de propagação entre o emissor e o recetor, estimar os valores correspondentes às propriedades dos materiais. Assim, torna-se possível estimar parâmetros como o módulo de Young ou módulo de elasticidade (E) e a resistência do betão à compressão, assim como o estado de fissuração do betão ou a localização aproximada das fissuras ou de vazios no seu interior. Dentro deste tipo de ensaios distinguem-se os apresentados de seguida. (Cordeiro, 2014)

### **Ensaio de Ultrassons**

Este ensaio é efetuado através da propagação de ondas de ultrassom, podendo ser classificado de três formas, dependendo do modo como se processa a transmissão de ondas. Desta forma, este ensaio pode ser classificado como: ensaio de transmissão direta, semidireta e indireta ou superficial (Fig.6).

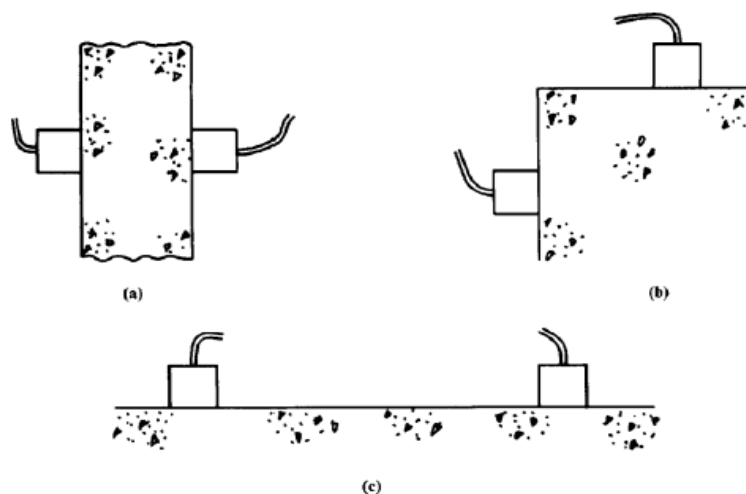


Fig. 6 Tipos de transmissão: a) direta; b) semidireta; c) indireta (Azevedo, 2014)

### **Ensaio eco ultrassónico**

Para este ensaio, a transmissão do sinal e a sua receção é efetuada no mesmo local da superfície do elemento, o que representa desde já uma vantagem em relação ao ensaio anterior. A emissão resulta de um impulso provocado na superfície do material, medindo-se o tempo que a onda produzida demora a ser refletida (eco). Pode-se assim determinar a distância da superfície de reflexão da onda, uma vez conhecida a velocidade de propagação no elemento.

### **Ensaio impacto eco**

Neste caso, a onda é produzida por uma perturbação elástica na superfície de um dado elemento, produzida pela queda de uma esfera. À semelhança do ensaio anterior, as ondas são refletidas, retomando o local onde foram “criadas”, sendo medido nesse local o tempo compreendido entre o impacto e receção do sinal. Este método revela-se eficaz na localização de fendas, assim como a medição da sua abertura, e na determinação da qualidade da ligação entre camadas de betão.

### **Ensaio sónico ou Cross Hole**

Para a realização deste ensaio, procede-se à realização de dois furos, onde são colocados duas sondas sendo uma a emissora de impulsos sónico e a outra a recetora destes. Este método tem como vantagem a possibilidade de se poder definir a distância pretendida para a avaliação do elemento através da furação, apresentando como inconveniente o facto de não ser possível a sua realização em elementos muito estreitos ou de baixa rigidez, uma vez que a furação pode danificar significativamente o elemento em causa. Através deste processo é possível estimar as propriedades do material pertencente ao elemento avaliado.

- Métodos Eletromagnéticos

### **Uso de Pacómetros**

Os pacómetros (Fig. 7) são instrumentos que permitem induzir um campo eletromagnético interagindo com as armaduras existentes no elemento em análise. Desta forma, através da resistência das armaduras ao fluxo magnético gerado pelo pacómetro (relutância magnética), torna-se possível estimar a armadura existente no elemento. Isto é, caso o fluxo magnético gerado pelo pacómetro aumente maior armadura se encontra no elemento resistente e se o fluxo magnético diminuir estamos na presença de um elemento com menor armadura. Caso a relutância seja alta, significa que o elemento em causa não contém armadura. O diâmetro da armadura torna-se possível de estimar, uma vez que este influencia a relutância no fluxo gerado. É ainda possível estimar o valor correspondente ao recobrimento, sendo que este também faz variar a resistência ao fluxo produzido pelo pacómetro (Cordeiro, 2014).



Fig. 7 Pacómetro a ser aplicado em laje (Júlio, 2011)

### **Método do potencial de meia célula**

Este método encontra-se associado à probabilidade de ocorrência de corrosão apresentado pelas armaduras. O processo de corrosão envolve uma migração de eletrões para as armaduras, e de iões destas para o betão. Este processo faz com que as armaduras ganhem uma carga negativa, sendo na determinação desta carga que se baseia este método para a determinação da taxa de corrosão da armadura (Cordeiro, 2014).

### **Método da polarização linear**

Este método, tal como o anterior, é utilizado para determinar o grau de corrosão das armaduras. Consiste na provocação de uma perturbação do circuito instalado na superfície, obtendo informação da variação da tensão e da corrente por unidade de área da superfície da armadura (resistência de polarização). Dado que o inverso da resistência de polarização corresponde ao grau de corrosão, e sabendo o diâmetro do varão, é possível determinar a área efetiva de aço (Cordeiro, 2014).

- Ensaios *in situ* para a determinação de características resistentes e de deformação

### **Ensaio de resistência de provetes**

Este ensaio permite a determinação da resistência à compressão do betão. Baseia-se no ensaio de um provete cilíndrico com o betão colocado em obra, no momento da betonagem. Neste caso o ensaio tem como principal objetivo, o controlo de qualidade do betão usado em obra, ou seja, verificar se o betão usado em obra se encontra em conformidade com o tipo de betão definido no projeto. Por outras palavras, averiguar se o betão utilizado em obra apresenta no mínimo uma resistência igual à resistência indicada no projeto. Este processo também pode ser usado no caso de estruturas existentes, de onde são retiradas carotes e que são posteriormente ensaiadas de modo a estimar a resistência do betão à data da avaliação da segurança da estrutura (Cordeiro, 2014).

### **Teste de dureza superficial**

Este ensaio é realizado por um esclerómetro ou martelo de Schmidt, podendo através deste estimar o valor da resistência à compressão do betão. Através do esclerómetro aplica-se uma pressão sobre o elemento, do qual se pretende obter os resultados, através de um disparo de um pistão, que ao embater no elemento sofre um recuo. Assim, com o valor do recuo do pistão, e através de correlações, torna-se possível estimar a resistência à compressão do betão (Cordeiro, 2014).

### **Teste de resistência à penetração**

Este ensaio consiste, à semelhança do método anterior, na avaliação da resistência à compressão mas com uma energia de embate muito superior, resultando na penetração de uma sonda, também denominada por pistola de Windsor, no elemento estrutural em que se pretende realizar o ensaio. A sonda que penetra no elemento apresenta propriedades de elevada dureza, devido às fibras de aço de que é constituída. Assim, através da profundidade de penetração da sonda, torna-se possível estimar a resistência à compressão do betão constituinte do elemento estrutural (Cordeiro, 2014).

### **Ensaios de arranque ou Pull-Out**

Este ensaio consiste em arrancar, com recurso a um macaco hidráulico, uma peça composta por um disco de metal ligado a um veio de arranque, embebido no betão na data da betonagem. A força máxima associada ao arranque da peça permite, através de correlações, estimar a resistência de tração e de compressão do betão (Cordeiro, 2014).



### **Ensaio Dinamarquês e ensaio de fratura interna**

Ambos os ensaios consistem na furação do betão para a colocação de dispositivos de arranque. Estes ensaios diferem do diâmetro de furação e da sua profundidade, assim como do dispositivo de arranque, sendo a sua geometria igual ao do furo (Ensaio Dinamarquês) ou apresentando uma forma tronco-cónica (Ensaio de fratura interna). Ao dispositivo de arranque de cada um dos métodos encontra-se associado uma anilha ou uma bucha, para o ensaio Dinamarquês e de fratura interna, respetivamente, que efetua o contacto com o betão. O ensaio termina com a medição da força correspondente ao arranque do dispositivo do betão, sendo possível através desta, a determinação da resistência à compressão do betão (Cordeiro, 2014).

### **Ensaios de aderência ou Pull-Off**

Este ensaio consiste na determinação do valor correspondente à força de tração, necessária para arrancar um disco de aço, fixado previamente na superfície do betão. O disco é fixado à superfície do betão por intermédio de ligantes de resistência elevada, como é o caso da resina epóxi. Após a devida consolidação do disco na superfície de betão, aplica-se gradualmente um incremento de força até se obter o valor correspondente à força de rotura à tração do betão (Cordeiro, 2014).

### **Ensaios de carga**

Este ensaio consiste em avaliar o comportamento elástico e linear de uma estrutura quando submetida a sucessivos incrementos uniformes de carga. A avaliação é feita através da monitorização das deformações e aberturas de fendas, nos elementos sujeitos a esforços de flexão. Pretende-se com este ensaio verificar a eficiência da estrutura, ou seja, verificação dos estados limites sem que seja comprometida a segurança da estrutura e aspetos ligados à sua durabilidade (Cordeiro, 2014).

### **Ensaios dinâmicos**

Por intermédio deste ensaio é possível determinar o módulo de elasticidade, assim como verificar o comportamento estrutural e a integridade da estrutura. Este baseia-se na medição das frequências próprias de vibração, podendo desta forma comparar o comportamento real da estrutura ou dos elementos estruturais com o modelo numérico, uma vez que a massa da estrutura e a sua rigidez são conhecidos (Cordeiro, 2014).

#### **2.1.1.3. Conclusões prévias dos resultados dos ensaios**

A reavaliação da segurança de uma estrutura tem obrigatoriamente que ter em conta uma alteração na abordagem aos materiais que a constituem. No modelo de cálculo desenvolvido no dimensionamento existe incerteza em alguns parâmetros resistentes dos materiais. Esta incerteza é geralmente diferente quando estamos na presença de uma estrutura existente.

No caso de uma estrutura existente de betão armado, as características mecânicas dos materiais (betão e aço) já estão presentes na estrutura e têm um valor que pode ser homogêneo ou não ao longo da estrutura.

Através dos ensaios referidos anteriormente é possível a recolha de informação do estado dos materiais e torna-se também possível estudar certos parâmetros estatísticos inerentes a cada material, como:

- Valor médio;
- Desvio padrão ou variância;

Através da consideração destes parâmetros será possível, obter valores característicos para os parâmetros resistentes dos materiais bem como eventuais coeficientes de segurança a adotar na reavaliação de segurança da estrutura, como se verá mais à frente neste trabalho.

#### 2.1.1.4. Patologias dos materiais constituintes da estrutura

*“Nenhum material é por si próprio durável, é a interação entre o material e o ambiente a que está exposto que determina a sua durabilidade”* (Broomfield, 2003).

*“As estruturas devem ser projetadas e construídas com o objetivo de satisfazer um conjunto de requisitos funcionais durante um certo período de tempo sem causar custos inesperados de manutenção e reparação.”* (Costa, 2011)

Uma reavaliação de segurança de uma estrutura pode-se dar pouco tempo após a sua conceção mas também pode ser necessária quando esta já está construída há algum tempo, podendo, portanto, apresentar sinais de degradação dos seus materiais constituintes.

Os tipos de deterioração mais comuns em estruturas de betão armado são (Costa, 2011):

- Corrosão das armaduras
  - Carbonatação
  - Cloretos
- Ataque químico do betão
  - Ataque dos sulfatos
  - Reações álcalis-agregados
  - Ataque dos ácidos, águas puras e sais de amónio e magnésio
  - Ação da água do mar
- Outros
  - Ciclos de gelo-degelo
  - Ação do fogo
  - Desgaste por erosão, abrasão e cavitação
  - Cristalização de sais
  - Ataque biológico

De forma a evitar qualquer tipo de deterioração dos materiais deve-se atuar a quatro níveis:

- Projeto;
- Execução;
- Exploração;
- Manutenção.

Uma das principais causas que levam à degradação ou deterioração dos materiais são erros ou deficiências em um ou mais dos níveis expostos acima. Outras causas que levam a degradação ou

deterioração são as deformações impostas a alguns elementos da estrutura ou ações agressivas a que a estrutura, ou parte desta, esteja exposta.

#### 1. Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras acarreta consigo efeitos danosos tanto para a aço como para o betão que o envolve.

As armaduras podem-se encontrar nos seguintes estados:

- Ativo (mas catodicamente protegidas): o betão encontra-se saturado ou seco;
- Passivo: O betão não se encontra contaminado por substâncias agressivas;
- Corrosão: Devido à ação da carbonatação ou dos cloretos.

No que diz respeito ao aço, os efeitos da corrosão são:

- Redução da secção;
- Redução da durabilidade;
- Aumento de volume.

A redução da secção dos varões de aço presentes no betão armado faz com que a peça apresente resistências inferiores em relação ao momento fletor e ao esforço transversal bem como uma maior deformação quando sujeitas a cargas de serviço.

A redução de durabilidade faz com que o período de vida útil da estrutura seja também reduzido.

O aumento de volume das armaduras leva a consequências no betão. Sendo as principais consequências (Fig. 8):

- Fendilhação;
- Delaminação;
- Redução da secção;
- Redução da aderência aço-betão.

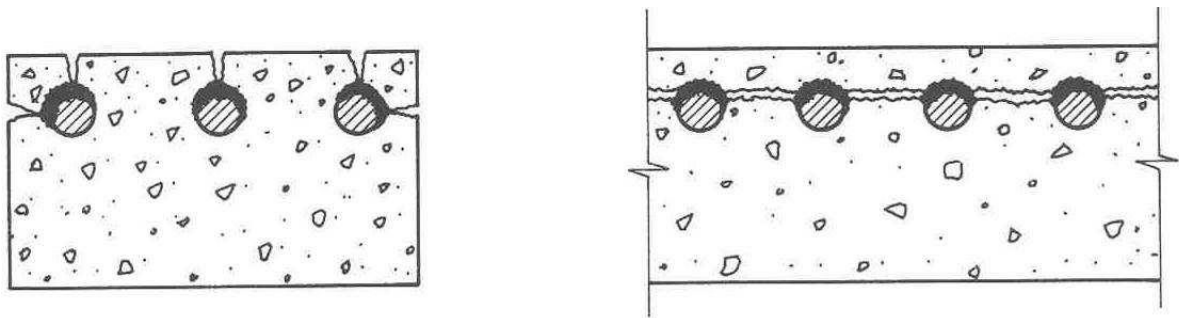


Fig. 8 Efeito da fendilhação (esquerda) e da delaminação (direita) (Costa, 2011)

Estes fenómenos têm consequências do ponto de vista estrutural para os elementos que constituem a estrutura, nomeadamente para as vigas, pilares e lajes.

- Vigas
  - Aumento da abertura de fendas
  - Aumento da deformação
- Pilares
  - Redução da resistência

- Redução da ductilidade
- Lajes (Flexão)
  - Redução da secção das armaduras (tração)
  - Redução da altura útil (compressão)
- Lajes (Transverso)
  - Redução de aderência e amarração
  - Redução de altura útil

## 2. Ataque químico do betão

Em certas estruturas os elementos de betão armado encontram-se expostos a ambientes agressivos. As substâncias agressivas presentes nesses ambientes reagem com os elementos do betão, uma reação química, o que leva à degradação do betão.

Para que estas reações ocorram é necessário verificar-se a ocorrência de duas condições:

- Presença de água, pois apenas os betões situados em ambientes com humidades relativas elevadas podem sofrer ataques químicos;
- Transporte de substâncias agressivas, geralmente provenientes do exterior, para as substâncias reativas do betão.

Em estruturas de betão, as reações mais significativas que ocorrem no betão são:

- Reação dos sulfatos com os aluminatos da pasta de cimento (Fig. 9). Trata-se de uma reação expansiva. As principais consequências deste tipo de reação química são a expansão e consequente fendilhação.



Fig. 9 Efeito dos sulfatos no betão (Costa, 2011)

- Reação dos álcalis com os agregados reativos do betão (Fig. 10). Trata-se de uma reação expansiva. Tal como nas reações químicas anteriores as principais consequências das reações dos álcalis são a expansão e consequente fendilhação.



Fig. 10 Efeito dos álcalis no tabuleiro de uma ponte em betão armado (Costa, 2011)

- Reação dos ácidos, sais de magnésio, sais de amónio, águas puras e dos iões agressivos da água do mar com a pasta de cimento. Nesta reação dá-se a perda das propriedades ligantes do material. Este tipo de reações tem várias consequências entre as quais a decomposição da pasta de cimento, o que leva à desagregação do betão. A desagregação do betão leva a erosão das camadas superficiais, o que por sua vez leva a exposição das armaduras, o que permite que existam reações de corrosão da armadura, que já foram abordadas no ponto anterior. Por fim, tendo como exemplo as estacas de uma estrutura que se encontram em contacto com a água do mar, estas reações podem reduzir a secção da estaca, o que implica uma redução da capacidade resistente e ainda, visto que essa redução pode não ser uniforme, pode introduzir excentricidade da carga aplicada, o que faz com que exista um aumento dos esforços atuantes.

A metodologia utilizada pelas normas defende que numa primeira fase se caracterize as condições de exposição da estrutura e depois se especifique requisitos de durabilidade. No caso específico do Eurocódigo 2 (EC2), que diz respeito ao dimensionamento de estruturas de betão armado, em primeira instância seleciona-se a classe de exposição ambiental e o regulamento indica o recobrimento mínimo que as peças constituintes da estrutura devem ter.

Tendo em conta que o objetivo desta dissertação passa pela reavaliação da segurança estrutural e estudo de medidas de reforço de um edifício de betão armado seria de relativa importância mencionar algumas medidas de proteção contra os ataques químicos que o material betão pode sofrer.

Medidas de proteção contra sulfatos:

- Controlar a permeabilidade do betão;
- Controlar a quantidade de substâncias reativas;
- Impermeabilizar o betão.

Medidas de proteção contra álcalis:

- Evitar a utilização de agregados reativos;
- Limitar o teor em álcalis no cimento;
- Limitar o teor em álcalis no betão;

Uma das medidas que têm sido mais usadas para prevenir a degradação do material aço e por consequência do material betão é a utilização de aço inox em zonas geográficas onde os agentes externos são mais agressivos, como é o exemplo de zonas junto à costa marítima.

O aço inox é muito mais resistente à ação dos agentes externos habitualmente agressivos para os aços comuns, o que faz com que não exista corrosão das armaduras e não exista fendilhação, nem

delaminação do betão subjacente às armaduras, consequência da corrosão das armaduras como já visto anteriormente.

## 2.1.2. MODIFICAÇÃO DO TIPO DE USO

### 2.1.2.1. Necessidade de reavaliar a segurança estrutural

O dimensionamento de estrutura é levado a cabo tendo como base um determinado tipo de utilização que esta terá durante o seu tempo de vida útil. Em algumas estruturas esta utilização pode variar ao longo do tempo da sua vida útil. Esta variação pode ter duas consequências distintas para a estrutura. Pode resultar num aumento de exigências impostas à estrutura ou numa diminuição dessas mesmas exigências.

### 2.1.2.2. Alteração das exigências impostas à estrutura

#### 1. Diminuição das exigências impostas à estrutura

Quando existe uma alteração do tipo de uso da estrutura que faz com que as solicitações a que esta está submetida sejam inferiores às que foram consideradas aquando do dimensionamento espera-se que o resultado da reavaliação seja positivo e, devido ao facto de a solicitação ter diminuído, espera-se inclusivamente que a estrutura esteja sobredimensionada em relação ao seu novo uso. Só será de esperar o contrário se os ensaios *in situ* já referidos anteriormente revelarem sinais de degradação dos materiais ou valores dos parâmetros resistentes que estejam aquém dos considerados aquando do dimensionamento, sendo este segundo cenário possível mas improvável. De acrescentar que o pressuposto de que a estrutura estaria sobredimensionada baseia-se num dimensionamento inicial que não apresentasse erros.

#### 2. Aumento das exigências impostas à estrutura

Quando a alteração do tipo de uso acarreta um aumento da solicitação imposta à estrutura o cenário já não é tão previsível como no ponto anterior.

Na presença desta alteração de uso surge a necessidade de uma reavaliação do comportamento da estrutura face a uma solicitação mais severa do que aquela que esta estava sujeita.

É necessário, assim, estudar o comportamento da estrutura para os diversos estados limites estipulados nos códigos a respeitar em cada país.

É de elevada importância salientar que apesar de avaliação em relação aos estados limites últimos poder revelar que a estrutura está em segurança esta pode não cumprir os requisitos mínimos no que diz respeito aos estados limites de utilização.

## 2.1.3. ALTERAÇÃO DO TEMPO DE VIDA ÚTIL

### 2.1.3.1. Necessidade de reavaliar a segurança estrutural

Quando se reavalia a segurança de uma estrutura existente os pressupostos serão, na grande maioria dos casos, diferentes daqueles adotados durante o dimensionamento da estrutura nova pois os cenários são distintos.

Um dos pressupostos que mais pode influenciar a reavaliação de segurança é o tempo de vida útil da estrutura, pois o aumento ou a redução do tempo de vida útil põe em causa os coeficientes de segurança adotados no dimensionamento.

#### 2.1.3.2. Noção de tempo de vida útil

O tempo de vida útil de uma dada estrutura é o período de tempo após a sua conceção ou reavaliação em que esta não deverá necessitar de intervenções de carácter estrutural. Não quer isto dizer que a estrutura não possa durar mais tempo ou que não possa passar mais tempo sem que sejam necessárias intervenções. O tempo de vida útil é, portanto, um valor mínimo exigido pelas normas para o período de tempo sem que tais intervenções se realizem. No Quadro 1 evidenciam-se os tempos de vida útil sugeridos pelos códigos em vigor.

Quadro 1 Tempo de vida útil a considerar no dimensionamento (Eurocódigo 0,2009)

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias <sup>1)</sup>
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

<sup>1)</sup>As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.

#### 2.1.3.3. Implicações para o cálculo estrutural

Como já referido anteriormente, a alteração do tempo de vida útil de uma estrutura deve levar a uma reflexão profunda no que diz respeito ao valor dos coeficientes de segurança a adotar na reavaliação da segurança de uma estrutura existente. Os coeficientes de segurança adotados no Eurocódigo 2 (EC2) são referentes a um tempo de vida útil da estrutura de betão armado (estruturas às quais o referido código dá indicações de dimensionamento) igual a 50 anos.

Estes coeficientes foram obtidos para que a estrutura apresentasse um determinado índice de fiabilidade mínimo (o conceito de índice de fiabilidade será exposto adiante).

De uma forma sumária, pode-se afirmar que quanto maior for o tempo de vida útil exigido à estrutura maior a probabilidade das ações assumirem valores mais elevados e de as resistências assumirem valores mais reduzidos e como tal será prudente utilizar coeficientes de segurança de valor mais elevado.

Uma redução do tempo de vida útil pressupõe uma menor variação de valores das ações permanentes mas principalmente das ações variáveis. O que significa que quando se efetua a reavaliação da segurança estrutural, por exemplo, em relação ao estado limite último adotando os coeficientes de segurança presentes nos códigos estruturais, pode-se obter efeitos de ações sobrevalorizados em relação ao novo tempo de vida útil da estrutura.

## **2.2. PRINCÍPIOS PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL**

### **2.2.1. OBJETIVOS DA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES**

De forma geral, a avaliação da segurança de estruturas existentes é um processo que serve para determinar o quão fiável é a estrutura existente para suportar as cargas atuais e futuras e para desempenhar a sua função durante um determinado período de tempo.

O primeiro passo do processo de avaliação deve ser sempre uma clara especificação do objetivo da avaliação. Isto é essencial para identificar os estados limites mais relevantes. Associado aos estados limites estão as variáveis estruturais que devem ser investigadas e aplicadas ao procedimento de avaliação.

Existe uma larga gama de diferentes processos de avaliação com complexidades variadas e a escolha do procedimento mais apropriado depende principalmente dos requisitos específicos da avaliação.

Existem dois principais objetivos a cumprir na avaliação de estruturas existentes. A garantia de segurança estrutural, da capacidade de boa resposta em serviço e a minimização de custos.

#### **2.2.1.1. Segurança estrutural e capacidade de serviço**

O principal objetivo da avaliação da segurança estrutural é garantir que a estrutura, ou parte desta, não colapsa quando esta se encontra sujeita a carregamento. A avaliação é feita para os seguintes estados limites últimos (Rücker et al, 2006):

- Perda de equilíbrio da estrutura ou de partes dela como um corpo rígido;
- A capacidade resistente máxima é atingida;
- Estrutura, ou parte dela, transforma-se num mecanismo;
- Instabilidade da estrutura ou de parte dela;
- Súbita mudança do sistema estrutural.

Uma redução de capacidade de serviço pode levar a uma limitação do uso da estrutura e, como tal, uma avaliação da capacidade de serviço pode-se tornar necessária. Os estados limites de utilização incluem (Rücker et al, 2006):

- Danos localizados que podem reduzir o tempo de vida útil da estrutura;
- Deformações inaceitáveis que afetam a eficiência do uso;
- Vibrações excessivas que causam desconforto aos utilizadores.

#### **2.2.1.2. Minimização de custos**

Nas últimas décadas têm sido desenvolvidos sistemas para gestão de estruturas singulares como pontes de forma a minimizar o custo geral através da otimização das inspeções, manutenções e reparações.



## 2.2.2. METODOLOGIAS E AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

A avaliação da segurança de estruturas existentes pode ser levada a cabo com métodos que envolvem graus diferentes de esforço de cálculo e de sofisticação. Os objetivos centrais são analisar a capacidade de carga da estrutura e prever a performance futura com o máximo de precisão e mínimo de esforço. Deve-se evitar conservadorismo indevido mas também restrições demasiado permissivas.

Na maioria dos casos é prudente adotar procedimentos mais simples e conservativos e partir para procedimentos mais sofisticados quando a capacidade de carga obtida se revelar insuficiente.

De forma geral, a avaliação da segurança estrutural deve ser feita usando os princípios dos estados limite com os valores característicos e os coeficientes parciais de segurança. Se houver necessidade de recorrer a métodos mais refinados, deve-se aplicar a abordagem probabilística, se esta for economicamente viável.

Se a estrutura não apresentar uma capacidade resistente aceitável durante a avaliação, o engenheiro pode recomendar o seu funcionamento, mas a autoridade técnica é em última instância responsável pela segurança pública e, assim sendo, a decisão final será sempre desta. Uma estrutura, que não tenha cumprido os limites de segurança, pode permanecer em funcionamento se apresentar um baixo risco de colapso, desde que esteja sujeita a monitorização.

### 2.2.2.1. Classificação

De uma forma genérica pode-se afirmar que os procedimentos de avaliação de uma estrutura podem ser divididos em três grupos (Rücker et al, 2006):

- Avaliação baseada em medições
- Avaliação baseada em modelos
- Avaliação não formal

#### 1. Avaliação baseada em medições

Nesta categoria enquadram-se as avaliações em que os efeitos das cargas não são determinados através de uma análise estrutural mas sim por medições efetuadas na própria estrutura. Visto que apenas se consegue fazer medições diretas para cargas de serviço, estes métodos servem maioritariamente para verificar se a estrutura cumpre os requisitos para os estados limite de utilização.

Trata-se de um procedimento com duas componentes:

- Medição dos efeitos das cargas
- Verificação da capacidade de serviço

Estas avaliações não têm por hábito ser muito complexas. Um exemplo de aplicação é a avaliação de medições em serviço, como deslocamentos ou o comportamento dinâmico, depois de ocorrer uma mudança na utilização da estrutura.

Este tipo de avaliações representa uma percentagem pouco expressiva das avaliações feitas a estruturas existentes atualmente.

#### 2. Avaliação baseada em modelos

Nesta categoria enquadram-se as avaliações em que os efeitos das cargas são determinados por uma análise estrutural baseada em modelos. Usando estes métodos, os estados limites últimos (ELU) e os

estados limites de utilização ou de serviço (ELS) podem ser modelados e, assim, avaliados. É um procedimento que envolve três componentes:

- Aquisição de dados relativos a cargas e resistências
- Cálculo de efeitos das cargas em modelos estruturais
- Verificação de segurança em relação aos ELU e ELS

A maioria das avaliações de segurança é processada tendo por base um modelo estrutural. Sendo que as únicas exceções são as que são feitas pelo método referido no ponto anterior, quando a avaliação é baseada em medições

### 3. Avaliação não formal

Nesta categoria enquadram-se as avaliações que têm por base a experiência e o julgamento do engenheiro avaliador. Estas avaliações tendem a ser bastante subjetivas e só são aplicadas em casos excecionais.

A maioria das avaliações não formais ocorre durante o período de gestão ou manutenção da estrutura, onde as condições estruturais são avaliadas com base em inspeções visuais.

#### 2.2.2.2. Níveis de avaliação

Como já foi mencionado anteriormente, os procedimentos de avaliação estrutural variam no grau de sofisticação. É recomendável começar a avaliação com métodos simples, conservativos e de baixo nível e, em caso de o resultado não ser positivo, avançar para níveis mais altos e refinados. O nível da avaliação diz respeito aos métodos específicos das três componentes referidas anteriormente.

Quer isto dizer que o grau de sofisticação do método utilizado deve ser semelhante ao das componentes que o constituem. De igual forma, não é correto encontrar os parâmetros das ações e das resistências através de métodos simples e imprecisos e usar métodos totalmente probabilísticos para a componente de verificação.

Reconhecidamente, podem existir casos em que é recomendável a utilização de uma mistura entre métodos mais simples e outros mais complexos. Por exemplo, quando uma avaliação de baixo nível falha, pode-se obter os parâmetros resistentes com recurso a ferramentas mais sofisticadas e, depois disso, voltar a utilizar um processo de verificação menos complexo, obtendo-se assim um resultado positivo.

Os níveis de avaliação propostos são estabelecidos de forma a estruturar o processo de avaliação de estruturas. Não têm um valor imperativo e os limites de cada nível podem ser flexíveis (Rücker et al, 2006).

Um resumo dos níveis de avaliação é apresentado na Fig. 11.

#### 1. Nível 0: Avaliação qualitativa não-formal

Trata-se de uma avaliação com base na experiência do engenheiro e que, por norma, é usada como uma pré-avaliação da estrutura. Neste nível é possível avaliar efeitos visuais da deterioração como corrosão dos membros de aço ou sinais visuais de danos, como fendas.

2. Nível 1: Determinação dos efeitos das cargas com base em medições

Avaliações de resposta da estrutura em serviço medindo os valores de performance (deslocamentos, vibrações, etc.) e comparando-os com valores limite. Não é feita qualquer análise estrutural. Os valores limites podem vir expostos em códigos ou podem ser especificados individualmente.

3. Nível 2: Método de coeficientes parciais de segurança, baseado em revisão de documentos

Avaliação de capacidade de carga última e comportamento em serviço usando informação do projeto, da construção ou de documentos relativos a inspeções. A análise estrutural é levada a cabo utilizando métodos simples. Na verificação de segurança e comportamento em serviço são utilizados coeficientes parciais de segurança.

4. Nível 3: Método de coeficientes parciais de segurança, baseado em investigação suplementar

Avaliação de capacidade de carga última e comportamento em serviço usando informação de ensaios específicos *in situ* e não destrutivos. A análise estrutural é levada a cabo utilizando métodos refinados e modelos detalhados. Na verificação de segurança e comportamento em serviço são utilizados coeficientes parciais de segurança.

5. Nível 4: Alteração da fiabilidade estrutural e dos coeficientes parciais de segurança

Avaliação de capacidade de carga última e comportamento em serviço usando coeficientes parciais de segurança modificados e específicos para a situação em causa. As propriedades estruturais, assim como as circunstâncias externas, podem influenciar a medição do grau de segurança. Assim, a modificação de coeficientes parciais é feita para grupos de estruturas com comportamento estrutural ou influências do carregamento semelhantes

6. Nível 5: Avaliação totalmente probabilística

Avaliação que tem em conta todas as variáveis básicas e as suas propriedades estatísticas. A análise da fiabilidade estrutural é feita de forma direta em vez de se utilizarem coeficientes parciais de segurança. As incertezas são modeladas probabilisticamente.

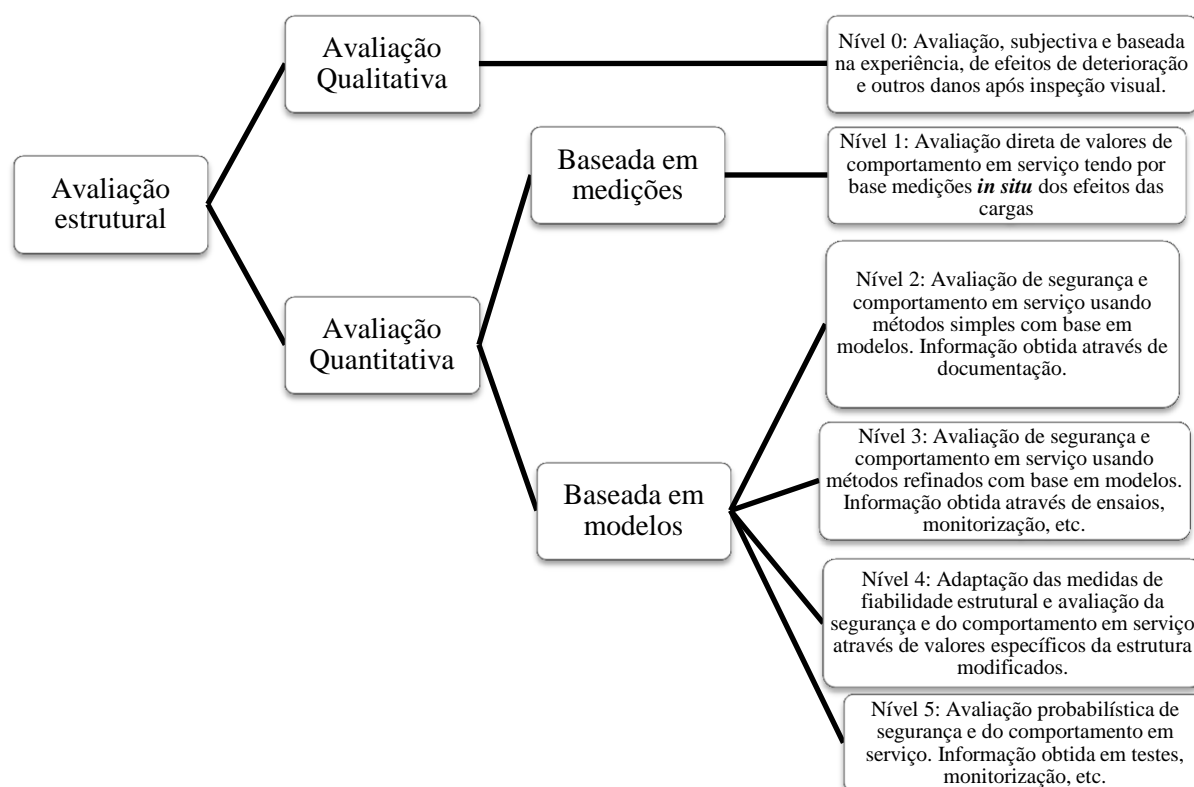


Fig. 11 Níveis de avaliação estrutural (adaptado de Rücker et al, 2006)

### 2.2.3. MÉTODOS DE AQUISIÇÃO DE INFORMAÇÃO

Para determinar os efeitos das cargas, na maioria dos casos de reavaliação de segurança, é necessário reunir informação sobre as propriedades dos materiais e as dimensões da estrutura assim como informação sobre a carga a que esta esteve submetida no passado, a que está no presente e a que estará no futuro. As condições ambientais são de natureza física, química ou biológica e podem ter efeito nas propriedades materiais.

A principal diferença entre dimensionamento e reavaliação é que as incertezas que existiam sobre as propriedades materiais na fase do dimensionamento podem ser substancialmente reduzidas através de testes realizados na estrutura real que permitem obter informação sobre os materiais constituintes.

Existe uma larga gama de métodos com custo e precisão variados. A escolha do método de recolha de informação depende principalmente do objetivo da avaliação e do processo de avaliação. Usualmente os métodos simples, como o estudo de documentação, são aplicados numa fase inicial. De forma a reduzir incertezas, quando estamos na presença de avaliações de nível superior, é necessário aplicar métodos de recolha de informação mais sofisticados. É sempre preferível, quando possível, a utilização de métodos não-destrutivos a métodos destrutivos.

Para além da provisão de informação que descreve o estado atual da estrutura, também é necessário a recolha de informação de processos que estão dependentes do tempo, como a deterioração. Podem ser feitas observações e medições de forma periódica ou permanente.

Os resultados da recolha de informação devem ser coerentes em termos de grandezas medidas, de forma a poder comparar resultados de diferentes métodos e para que os resultados possam ser utilizados em avaliações futuras da estrutura.

#### 2.2.3.1. Estudo de documentação

Rever a documentação do projeto e do processo construtivo bem como relatórios de inspeção e manutenção é geralmente a forma mais fácil de recolher informação sobre a estrutura a reavaliar. Deve-se assegurar que os documentos revistos estão corretos.

As cargas podem ser determinadas através de códigos em vigor e as condições ambientais podem ser obtidas através de relatórios de inspeção.

As propriedades resistentes, como propriedades materiais e dimensões estruturais, podem ser obtidas através de códigos, desenhos e outras especificações de projeto, de documentos relativos à construção e de relatórios de inspeção e manutenção prévios (Rücker et al, 2006).

#### 2.2.3.2. Testes e inspeções de materiais

Para reduzir as incertezas relativas às cargas e às resistências, no processo de reavaliação de segurança, deve ser recolhida informação específica da estrutura existente. Os métodos mais efetivos para o fazer são inspeções e testes a materiais.

Existe uma larga variedade de métodos, começando pelos mais simples que envolvem apenas inspeção visual e acabando em várias técnicas não destrutivas e mais precisas.

As inspeções servem, sobretudo, para deteção e investigação de processos de deterioração, como a corrosão ou a fadiga, e para a deteção de possíveis alterações nos sistemas estruturais. Assim sendo, as inspeções a estruturas existentes deveriam ser realizadas de forma regular.

Os ensaios aos materiais são levados a cabo para determinar os parâmetros resistentes dos materiais utilizados na estrutura considerada. Podem ser de caráter destrutivo ou não-destrutivo e podem ser realizados em laboratório ou *in situ*.

Os parâmetros a ser investigados são (Rücker et al, 2006):

- Alterações de secções transversais e de geometria longitudinal devido a excesso de carga (ex. fissuras e roturas) e devido a processos de deterioração (ex. corrosão, *spalling*, fissuras de fadiga)
- Integridade estrutural (ex. danos no interior das peças de betão ou falta de homogeneidade destas)
- Parâmetros resistentes dos materiais
- Outros parâmetros, que influenciam a ação permanente (ex. densidade dos materiais e as cargas permanentes)
- Parâmetros que influenciam a durabilidade da estrutura (ex. condições ambientais, carbonatação e cloretos presentes no betão)
- Condições de serviço (ex. largura de fendas)

Os ensaios mais realizados em estruturas existentes já foram expostos no ponto 2.1.1.2. Resta, agora, associar os ensaios aos parâmetros a estimar no processo de reavaliação de segurança da estrutura (Quadro 2).

Quadro 2 Parâmetros fornecidos pelos respetivos métodos (adaptado de Rücker et al, 2006)

Parâmetros a investigar	Métodos
Alterações de secções transversais e de geometria longitudinal	Laser, dispositivos ultrassónicos, paquímetro, medidor eletrónico
Integridade estrutural	Ensaio de impacto eco
Resistência do material	Testes de compressão/tração em amostras, esclerómetros, testes de pull-off e pull-out, etc.
Influenciadores da durabilidade	Teste a pH, teste de fenolftaleína, análise de quantidade de cloretos em amostras.

### 2.2.3.3. Monitorização e testes de desempenho

Nos casos em que o comportamento estrutural não pode ser compreendido a um nível satisfatório ou os métodos de recolha de informação utilizados não revelam os resultados esperados, deve-se testar o desempenho da estrutura. Significando isto que o comportamento estático e/ou dinâmico da estrutura deve ser medido uma vez, periodicamente ou permanentemente de forma a receber informação sobre as propriedades estruturais que se pretende estudar.

É importante realçar que a informação obtida nestas medições pode não corresponder necessariamente à realidade. Deve-se ter o máximo de cuidado quando se instala os sensores, e estar ciente da sua posição real, quer durante as medições como quando se interpreta o resultado dessas medições. A posição dos sensores é um parâmetro determinante na viabilidade deste tipo de método de inspeção do comportamento estrutural de uma estrutura. Assim sendo, a informação sobre medições deve ser redundante sempre que possível (Rücker et al, 2006).

#### 1. Monitorização estrutural

Devido ao facto de as monitorizações a longo prazo se estarem a tornar cada vez mais viáveis em termos económicos, estes processos estão a ser cada vez mais utilizados pelos donos de obra, ou pelas autoridades responsáveis, de forma a obter uma observação permanente da integridade estrutural da obra em questão.

Quando uma estrutura é sujeita a uma monitorização, permanente ou periódica, é possível compreender e estudar algumas grandezas que variam com o tempo, como deslocamentos, esforços, tensões, largura de fendas, e vibrações, com o objetivo de detetar alterações em propriedades estruturais e, em alguns casos, obter informação de quando os estados limites estão a ser alcançados ou foram excedidos.

Estas monitorizações podem ser aplicadas quando uma estrutura está com idade avançada ou danificada e a classificação que esta obteve quando foi realizada a reavaliação tenha sido “Pouco Suficiente” ou “Pouco Insuficiente”. Estas estruturas podem não ser demolidas mas têm que ficar sob observação permanente.

As estruturas novas ou recentemente construídas também podem ser alvo de um plano de monitorização de forma a compreender e prever a evolução das propriedades estruturais, o que torna possível, ou mais fácil, de prever o desempenho futuro da estrutura.

## 2. Identificação do sistema estrutural através de medições estáticas e dinâmicas

Se as dimensões ou as propriedades estruturais de uma estrutura real não puderem ser obtido através de testes ou medições, pode ocorrer falta de acesso a certas partes da estrutura, as propriedades estruturais como a rigidez de membros estruturais ou a flexibilidade de rótulas podem ser obtidas através da identificação do sistema estrutural. Trata-se, também, de uma ferramenta eficiente na deteção de danos ou na monitorização de avaliação de danos.

Com a adoção deste procedimento pode-se obter com elevada precisão as propriedades estáticas e dinâmicas da estrutura real. Assim, o modelo do sistema estrutural torna-se mais preciso e refinado, de tal forma que é possível que o modelo reflita o comportamento da estrutura, ou que se aproxime o máximo deste.

Quando o procedimento de identificação do sistema é aplicado periodicamente ou permanentemente, as propriedades estruturais que são afetadas por processos de deterioração ou outros que possam causar danos à estrutura podem ser identificadas e monitorizadas. O modelo estrutural será atualizado de acordo com as informações obtidas nas novas medições.

É necessário referir que as condições ambientais, especialmente a temperatura, podem ter uma grande influência nas medições estáticas e dinâmicas. Este facto deve ser contabilizado quanto chega a hora de avaliar as propriedades estruturais.

## 3. Testes de carga

A aplicação de cargas bem definidas a uma estrutura para verificar a sua capacidade de carga máxima é uma ferramenta muito preponderante quando se está a avaliar uma estrutura existente.

Existem diferentes tipos de testes de carga que dependem do estado limite que se quer estudar. No caso de estados limites de utilização é aplicada uma carga correspondente à carga em serviço expectável e são comparadas as medições obtidas com os valores limite tabelados para os diferentes estados limites de utilização. No caso do estado limite último é aplicada a carga esperada para este estado e se não existir rotura, global ou parcial, da estrutura, esta verifica a segurança..

É comum aumentar-se a carga até se evidenciarem os primeiros sinais de plastificação. Sem nunca desprezar a necessidade de uma rotura dúctil no caso de se avançar para um teste tão exigente.

A diferença entre os métodos dos testes de carga e da identificação do sistema é que o primeiro serve para comparar os resultados das medições com valores limite tabelados e o segundo serve para refinar e melhorar os modelos concebidos para estudar o comportamento da estrutura.

## 4. Monitorização de sobrecargas e de condições ambientais

As cargas que se devem a um uso pretendido específico, como as cargas de piso em edifícios ou cargas rodoviárias em tabuleiros de pontes, assim como cargas devidas à natureza, como o vento, a temperatura, ou o sismo, são maioritariamente específicas do local onde se encontra a estrutura.

Com a informação resultante da monitorização específica no local, as sobrecargas podem ser obtidas e introduzidas nos modelos, substituindo as cargas estipuladas nos códigos.

Os efeitos das cargas na estrutura devido a situações extremas como situações de trânsito especial, vento muito forte ou um sismo muito forte podem ser determinadas e avaliadas as suas repercussões na estrutura.

As condições ambientais são de natureza física, química ou biológica. Devido à monitorização destas condições torna-se possível prever a futura deterioração da estrutura ou de partes desta.

#### 2.2.4. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DE FIABILIDADE

Enquanto a aquisição de informação ou a análise estrutural são procedimentos para obtenção de informação sobre o estado da estrutura, a terceira componente do processo de avaliação discute a avaliação da atual margem de segurança e de capacidade de serviço que pode ser descrita como a distância entre o estado atual e real da estrutura e o estado limite que se pretende estudar (Fig.12).

A verificação de uma estrutura existente deveria ser normalmente efetuada de forma a garantir um nível de fiabilidade que corresponda ao nível de desempenho imposto à estrutura. Os códigos atuais, que reproduzam fiabilidade por algum período de tempo podem ser usados. Códigos que só estivessem em vigor aquando da construção devem ser usados com caráter meramente informativo.

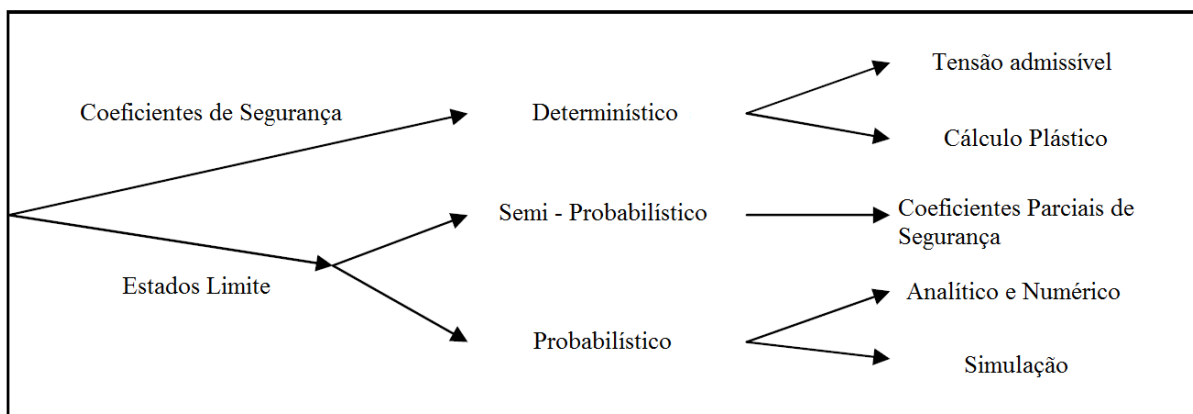


Fig. 12 Abordagens para verificação de fiabilidade (adaptado de (Rücker et al, 2006))

##### 2.2.4.1. Verificação determinística com coeficientes de segurança globais

A abordagem determinística é totalmente baseada na experiência e os graus de segurança são, geralmente, de natureza empírica. A verificação determinística é caracterizada por simplificações e associada a medidas de segurança conservativas.

A medida de segurança determinística mais comum é o coeficiente de segurança global. Trata-se do rácio entre a resistência e o efeito das cargas e é aplicado sobretudo do lado das resistências. As variáveis básicas são representadas por valores normativos determinísticos. O conceito de tensão admissível é típico de um método de verificação determinístico onde se assume a ocorrência de rotura quando qualquer parte da estrutura atinge a tensão admissível. A precisão desta verificação depende do quão próximo o valor normativo da tensão admissível está da tensão de rotura do material real e da proximidade entre a tensão calculada e a tensão efetivamente instalada na estrutura real.

Outro conceito é o método do fator de carga, onde a medida de segurança é representada pelo “fator de carga”, que é o rácio entre a capacidade de carga máxima do membro e a carga instalada.

Os métodos de verificação determinísticos com um coeficiente global de segurança refletem de forma insuficiente a realidade e contêm muitas incertezas sendo que por estas razões devem ser usados excecionalmente quando se está a avaliar uma estrutura existente. Por exemplo, a dispersão de uma carga variável é muito superior à de uma carga permanente. A aplicação um coeficiente global de



segurança resultará em diferentes níveis de segurança para o caso de uma estrutura de betão armado (estrutura pesada) em comparação a uma estrutura metálica (estrutura leve) (Rücker et al, 2006).

#### 2.2.4.2. Coeficientes parciais de segurança

A abordagem semi-probabilística é baseada no princípio do estado limite. A preocupação primária é garantir que não ocorre rotura em nenhum componente da estrutura, o que é descrito como estado limite último. Para a avaliação estrutural pode ser importante analisar o desempenho em serviço onde os efeitos das cargas podem superar os valores exigidos, o que é descrito como estado limite de utilização.

São estabelecidos os coeficientes parciais de segurança como medidas de segurança. Estes foram concebidos através de uma análise de fiabilidade para um nível de fiabilidade específico e aplicados aos respetivos parâmetros de dimensionamento. Os coeficientes parciais de segurança salvaguardam as variações extremas dos parâmetros de dimensionamento, que podem ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura, quer do lado das ações como do lado das resistências.

O método da verificação semi-probabilística consegue reproduzir muito melhor a realidade porque as incertezas relativas a cada parâmetro são consideradas para cada parâmetro de forma individual, ao contrário do que se verificava no método anterior. Desde que este método surgiu, a maior parte das normas e códigos utilizam-no. Para simplificar verificações de rotina, os coeficientes parciais de segurança abrangem uma vasta gama de estruturas e modos de rotura. Em projeto é mais importante obter uma aprovação da resposta estrutural do que conhecer qual é essa resposta na realidade e um dimensionamento económico significa facilidade de construção em vez de eficiência estrutural. Por estas razões os métodos semi-probabilísticos tendem a ser mais conservativos para a maioria das estruturas. O grau de conservadorismo varia de estrutura para estrutura (Rücker et al, 2006).

#### 2.2.4.3. Verificação probabilística

Os procedimentos de verificação probabilística também têm por base os estados limites como descrito no ponto anterior.

Durante a reavaliação da segurança estrutural tentar-se-á identificar os valores reais dos parâmetros de dimensionamento através de inspeções, testes, monitorização e outros métodos, de forma a minimizar as incertezas. No processo de verificação a informação recolhida é a base para modelar todas as incertezas das variáveis subjacentes e para calcular a probabilidade de rotura.

Probabilidade de rotura e fiabilidade estrutural estão associadas diretamente. As grandezas que definem se a estrutura está adequadamente segura ou não, são a probabilidade de rotura e o índice de fiabilidade equivalente.

Os procedimentos de verificação probabilística estão cada vez mais desenvolvidos e começam a ser cada vez mais usados no dimensionamento de edifícios, pontes e estruturas industriais. Este procedimento é altamente sensível às distribuições probabilísticas adotadas que representam as variáveis básicas aleatórias e também aos métodos de análise e modelos de cálculo (por exemplo, modelos de grelha, modelos de elementos finitos). Assim sendo, apesar de este método ser uma ferramenta muito avançada no cálculo de estruturas é importante não esquecer que envolve um grau de complexidade muito elevado e que é necessário alguma experiência e bastante domínio da informação obtida para o poder utilizar da forma mais adequada e obter os melhores resultados (Rücker et al, 2006).

#### 2.2.4.4. Fiabilidade alvo

Numa abordagem probabilística, avaliar o nível de risco aceitável para uma estrutura corresponde a uma fiabilidade estrutural mínima, que é definida através de uma fiabilidade alvo. Os requisitos para garantia de segurança estrutural são consequentemente expressos em termos de índice de fiabilidade ( $\beta$ ) mínimo ou máxima probabilidade de rotura ( $P_f$ ) aceites.

O nível de fiabilidade alvo, usado para o dimensionamento ou avaliação de segurança de uma estrutura, pode ser determinado com base nas práticas correntes, ou seja, se considerarmos que a fiabilidade exigida às estruturas nos códigos ou normas em vigor em cada país é de um nível aceitável não existe necessidade de uma alteração de exigência. Só se justifica uma alteração do nível de fiabilidade exigido à estrutura em estudo no caso de existir uma indicação de que é necessário uma minimização de custos (que poderá levar a uma diminuição do índice de fiabilidade) e/ou uma alteração do risco social associado à estrutura (que pode implicar aumento ou diminuição do índice de fiabilidade).

Os requisitos de desempenho impostos à estrutura devem refletir o tipo e importância da estrutura, possíveis consequências de rotura e critérios socioeconómicos. Como tal, estes aspetos devem estar presentes e devem ser considerados na adoção do valor do índice de fiabilidade (Rücker et al, 2006).

Existem diferenças fundamentais entre a avaliação de estruturas existentes e o dimensionamento de estruturas novas. Estas diferenças afetam as exigências impostas ao desempenho das estruturas e, de forma semelhante, podem afetar a fiabilidade alvo a usar em casos individuais. As diferenças são as seguintes (ISO 13822, 2010):

- Considerações económicas: a diferença de custos entre obter uma avaliação aceitável de uma estrutura existente e melhorar o seu desempenho pode ser bastante relevante, enquanto em fase de projeto este aumento de segurança ou de fiabilidade implica custos geralmente muito menores. Consequentemente os critérios conservativos genéricos devem ser usados no dimensionamento mas não na avaliação de estruturas existentes.
- Considerações sociais: incluem interrupção ou deslocamento de atividades ou pessoas, ou até de valores patrimoniais, considerações que não afetam o dimensionamento, mas sim a reavaliação.
- Considerações de sustentabilidade: redução de produção de lixo ou questões de reciclagem, são considerações de menor importância no dimensionamento mas que assumem um papel de maior consideração numa reavaliação de segurança.

Os valores do índice de fiabilidade surgem em algumas normas ou códigos, sendo que é definido pela expressão 2.1. e evidenciam-se valores no Quadro 2:

$$\beta = -\phi^{-1}(p_f) \quad (2.1)$$

Sendo na equação anterior:

$\beta$  – Índice de fiabilidade

$\phi^{-1}$  – Inverso da distribuição normal reduzida

$p_f$  – Probabilidade de rotura

Quadro 3 Índices de fiabilidade (Eurocódigo 0, 2009)

Classes de Fiabilidade	Consequências de falha estrutural (rotura)	Índice de Fiabilidade ( $\beta$ )		Exemplos de construções
		1 ano	50 anos	
RC3 – Alta	Alta	5,2	4,3	Pontes, edifícios públicos
RC2 – Normal	Normal	4,7	3,8	Residências e escritórios
RC1 – Baixa	Baixa	4,2	3,3	Construções agrícolas



# 3

## MEDIDAS DE REFORÇO

Esta dissertação tem como um dos objetivos, como já referido anteriormente, o estudo de medidas de reforço a aplicar a um edifício de betão armado quando este deixa de cumprir os requisitos de desempenho que lhe são impostos pelos códigos em vigor face a um ou vários cenários como os que foram expostos no capítulo 2 desta dissertação.

Como tal surge este capítulo para expor a informação que foi recolhida para o estudo da aplicação de algumas metodologias de reforço bem como a indicação dos aspetos mais relevantes sobre cada metodologia.

### 3.1. NECESSIDADE DE REFORÇAR

A necessidade de reforçar uma estrutura pode surgir em fases distintas da sua existência.

Por norma, a perceção de que a estrutura apresenta carências de carácter estrutural pode surgir em fase construtiva ou então durante o seu período de vida útil.

Em fase construtiva essas carências podem surgir devido a:

- Erros no projeto de estabilidade
- Erros na composição/produção de betão
- Erros de execução

Durante o seu período de vida útil, a estrutura pode necessitar de intervenções, ou de uma mera avaliação, devido a:

- Sismos
- Ações acidentais (choques, incêndios, explosões, etc.)
- Modificação da função para condições mais desfavoráveis
- Agravamento de requisitos regulamentares
- Alteração das exigências de serviço da estrutura

Confrontado com um, ou vários dos cenários expostos anteriormente cabe ao engenheiro responsável pela avaliação da segurança estrutural e pelo estudo das medidas de reforço, que poderá ou não ser o mesmo, decidir se existe de facto a necessidade de intervir na estrutura. Esta decisão deve ter por base uma inspeção prévia da estrutura, uma avaliação da sua capacidade resistente e uma análise de diferentes possibilidades de reforço.

Quando se conclui que é necessário intervir a nível estrutural levantam-se questões em relação à tipologia do reforço a aplicar.

As técnicas de reforço dividem-se em três grandes grupos:

1. Adição de novos elementos resistentes
2. Reforço de elementos resistentes existentes
3. Introdução de sistemas e de dispositivos especiais

Dependendo das características da estrutura em estudo pode-se optar por um dos três tipos descritos acima ou por um misto entre eles. Mas, independentemente do tipo de técnica de reforço a utilizar todas elas partilham objetivos finais comuns no que diz respeito ao desempenho da estrutura.

Esses objetivos são:

- Aumentar a resistência
- Aumentar a rigidez
- Aumentar a ductilidade
- Reduzir esforços
- Reduzir a fissuração
- Reduzir a deformação
- Melhorar o comportamento dinâmico

De notar que podem existir mais objetivos a cumprir quando se reforça uma estrutura existente ou que, para uma dada estrutura, o estudo das técnicas de reforço a aplicar pode não englobar todos os objetivos descritos mas só parte deles.

### **3.2. ADIÇÃO DE ELEMENTOS RESISTENTES**

A adição de elementos resistentes pode ter diversas finalidades. Desde suportar uma carga localizada inexistente na altura do dimensionamento da estrutura nova até à introdução de um ou mais elementos resistentes na estrutura de forma a modificar a sua rigidez e o seu comportamento à torção. Os elementos resistentes adicionados podem estar ou não ligados monoliticamente aos pórticos (específico dos sistemas de contraventamento), no caso de uma estrutura porticada.

Existem diversos tipos de elementos resistentes que podem ser introduzidos na estrutura de forma a melhorar o seu desempenho. Nesta dissertação estudar-se-ão alguns bem como as vantagens e desvantagens da sua aplicação.

#### **3.2.1. PAREDES RESISTENTES**

Este tipo de elementos resistentes é introduzido quando se pode fazer alterações na geometria do interior do edifício. São usualmente concebidas em betão armado e ligadas monoliticamente aos pórticos adjacentes. Um exemplo desta medida de reforço encontra-se apresentado na Fig. 13.



Fig. 13 Exemplo de execução de paredes resistentes introduzidas num pórtico (Júlio, 2011)

#### 3.2.1.1. Vantagens das paredes resistentes

A introdução de paredes resistentes num edifício de betão armado traz vantagens como (Júlio, 2011):

- Aumento significativo da resistência a ações, tanto horizontais como verticais
- Aumento significativo da rigidez
- Facilidade de introdução junto às paredes de empena ou no núcleo de escadas

#### 3.2.1.2. Desvantagens das paredes resistentes

Estão inerentes a esta solução de reforço algumas desvantagens. Porém, existe uma que habitualmente apresenta maior relevância que todas as outras. Essa desvantagem está relacionada com o dimensionamento das fundações da estrutura. Visto que a introdução de paredes resistentes faz com que exista um aumento bastante significativo de rigidez localizada e os esforços nas sapatas subjacentes a essas mesmas paredes serão necessariamente superiores àqueles considerados na fase de projeto. Este facto pode fazer com que exista a necessidade de reforçar essas fundações devido a incumprimentos dos requisitos impostos em serviço ou por falta de segurança em relação ao estado limite último (Júlio, 2011).

#### 3.2.1.3. Outros aspetos relevantes

Para além das vantagens e desvantagens desta aplicação existem ainda outros aspetos relevantes que importam referir no âmbito desta dissertação em relação a este tipo de solução de reforço.

Um desses aspetos é a ligação da parede ao pórtico. A eficiência desta solução de reforço está diretamente relacionada com a qualidade da ligação destas paredes ao pórtico no qual estão inseridas. Se essa ligação não for realizada de forma que possa existir total transmissão de esforços entre os elementos estruturais corre-se o risco de se construir a parede e esta não ter o uso para o qual foi concebida. Ou seja, se a ligação for fraca e se, por exemplo, se formarem fissuras ao longo da ligação, não é possível uma correta transmissão de esforços entre os elementos e estes estão a trabalhar de forma separada. Logo, a parede introduzida só estará sujeita ao seu peso próprio.

Outro aspeto relevante são os pilares dos pórticos que se encontram adjacentes às paredes introduzidas. Devido à interação parede-pórtico podem surgir esforços axiais de valor elevado junto à base desses pilares. Sendo que a zona da base dos pilares é, usualmente, uma zona de emenda de

varões, o aumento de carga axial pode conduzir a problemas. Deve-se, portanto, equacionar o reforço dos pilares, principalmente na base, através de técnicas de reforço ainda a discutir.

### 3.2.2. CONTRAVENTAMENTOS DE BETÃO ARMADO E METÁLICOS

Em algumas estruturas não é possível intervir no seu interior, por diversas razões, e o reforço estrutural tem que ser realizado através de uma intervenção exterior à estrutura. Normalmente, quando se está perante este cenário, a opção passa pela adição de elementos de contraventamento no exterior da estrutura. Estes contraventamentos podem ser constituídos por dois tipos de materiais: betão armado ou simplesmente aço. A Fig. 14 demonstra um exemplo de contraventamento metálico.



Fig. 14 Contraventamento metálico (Júlio, 2011)

#### 3.2.2.1. Vantagens

A maior vantagem destes tipos de reforço é o facto de não ser necessário perturbar o funcionamento habitual do edifício que se pretende reforçar. Permite ainda omitir eventuais danos na fachada se a aplicação for semelhante à ilustrada na Fig.14. (Júlio, 2011).

#### 3.2.2.2. Desvantagens

Este tipo de reforço apresenta algumas desvantagens em relação a outros tipos de reforços estruturais.

A mais lógica e perceptível para o utilizador é a alteração da estética do edifício. Para alguns utilizadores o edifício pode até melhorar esteticamente após a intervenção, para outros perderá parte da sua beleza. Independentemente das opiniões que cada utilizador terá, uma coisa é garantida, a estética do edifício é alterada, umas vezes mais outras menos.



Outra desvantagem está relacionada com o comportamento dinâmico dos pórticos ou contraventamentos introduzidos. Os elementos de contraventamento e as suas ligações, entre si e à estrutura existente, têm influência direta no comportamento dinâmico da estrutura. Logo, uma falta de qualidade dessas ligações ou dos próprios elementos pode fazer com que surjam problemas graves quando a estrutura se encontrar sujeita a cargas dinâmicas (Júlio, 2011).

Por fim, outra grande desvantagem destes métodos, e a que será, provavelmente, mais facilmente ultrapassada, é a ausência de prática na execução deste tipo de reforço. Esta desvantagem pode ser ultrapassada se as empresas se especializarem neste tipo de reforço.

As soluções metálicas ou em betão armado também apresentam as suas desvantagens individuais. No caso dos pórticos de betão armado a maior desvantagem é que obrigam a intervir num maior número de locais. No que diz respeito às soluções metálicas, visto que não possuem sapatas próprias, terão que descarregar a sua carga nas sapatas vizinhas, o que pode dar origem a problemas.

#### 3.2.2.3. Vantagens dos pórticos ou contraventamentos metálicos

Neste ponto tentar-se-á evidenciar as vantagens da introdução de elementos metálicos em vez da introdução de pórticos de betão armado.

A vantagem mais imediata que se consegue encontrar é a diferença de massa que se acrescenta à estrutura. O contraventamento metálico apresenta, por norma, uma massa inferior à solução de pórtico de betão armado.

Outra vantagem é a diferença de ductilidade. Sendo a solução apenas composta por perfis de aço, e sabendo que o aço é mais dúctil que o betão armado (é o aço presente no betão armado que lhe confere maior ductilidade) pode-se concluir que o contraventamento metálico proporciona à estrutura uma maior ductilidade.

Outra vantagem está relacionada com a execução. O contraventamento metálico ou a execução de pórticos metálicos é de rápida execução. Não implica esperar pela cura dos materiais como no exemplo de um pórtico de betão armado (Júlio, 2011).

#### 3.2.2.4. Vantagens dos pórticos em betão armado

Neste ponto tentar-se-á evidenciar as vantagens da introdução de pórticos de betão armado em vez da introdução de elementos metálicos.

A maior vantagem deste tipo de solução é o facto de a estrutura final apresentar homogeneidade de resistências. Como o reforço é efetuado com o mesmo material da estrutura as resistências apresentam valores semelhantes.

A outra vantagem, em contraponto à desvantagem já enunciada em relação aos elementos metálicos, é o facto de a introdução de pórticos de betão armado não interferir com as fundações existentes (Júlio, 2011).

#### 3.2.2.5. Outros aspetos relevantes

Um aspeto relevante da adoção da metodologia de execução de contraventamentos metálicos é que a interação entre o contraventamento e o pórtico faz com que surjam esforços axiais nos pilares e devido a excentricidade desses esforços ainda surgem momentos normais ao pórtico

### **3.3. REFORÇO DE ELEMENTOS RESISTENTES EXISTENTES**

Quando existe a necessidade de reforçar uma estrutura, nem sempre se utilizam as técnicas descritas nos pontos anteriores. Por vezes não há possibilidade de alterar a geometria e a volumetria da estrutura existente de forma a melhorar o seu desempenho.

Neste ponto serão discutidas outras metodologias de reforço, porventura as mais utilizadas em estruturas correntes, que visam de igual forma melhorar o desempenho da estrutura.

Este tipo de técnicas de reforço consiste, de uma forma simples e direta, em melhorar a capacidade resistente dos elementos que já existem na estrutura e por uma ou outra razão não dão uma resposta positiva aos requisitos impostos nos códigos, mais propriamente para os estados limites que são impostos nos códigos destinados ao dimensionamento de estruturas.

Neste trabalho vão ser abordadas as seguintes técnicas de reforço de elementos resistentes existentes:

- Colagem de FRP (laminados e mantas);
- Adição de armaduras exteriores;
- Encamisamento metálico ou em betão armado de pilares

#### **3.3.1. COLAGEM DE FRP**

##### **3.3.1.1. Definição**

A sigla FRP significa “Fiber Reinforced Plastic” ou “Fiber Reinforced Polimer” e tal como o nome indica trata-se de um plástico (polímero) reforçado com fibras que, devido à sua grande resistência à tração, é cada vez mais usado para o reforço de elementos estruturais de estruturas existentes.

As fibras que reforçam o plástico podem ser de várias naturezas. As mais conhecidas, e mais usadas, são as seguintes:

- CFRP – “Carbon Fiber Reinforced Plastic”: O CFRP trata-se de um tipo de FRP em que as fibras são de carbono. Este tipo de FRP é o mais usado no reforço de estruturas existentes.
- GFRP – “Glass Fiber Reinforced Plastic”: O GFRP é um tipo de FRP em que o polímetro, comum a todos os FRP’s, é reforçado com fibras de vidro.
- AFRP – “Aramida Fiber Reinforced Plastic”: Este tipo de FRP consiste na junção do polímetro a fibras de aramida. A aramida é uma fibra sintética muito resistente e leve. É usada no fabrico de cintos de segurança, coletes à prova de bala, cordas, etc.

##### **3.3.1.2. Campos de aplicação**

As soluções em FRP podem ser aplicadas em vários cenários distintos e podem servir para reforçar diferentes elementos estruturais e aumentar a resistência a diversos esforços.

É uma solução bastante procurada pois o aspeto estético da estrutura é pouco afetado e o reforço é moderado, na medida em que não há uma intervenção significativa na geometria nem na volumetria da estrutura.

É, assim, utilizado quando há inconveniência no aumento das secções dos elementos estruturais.

Pode ser utilizada em betões de média ou boa qualidade.

A sua utilização é recomendada em vigas e lajes que estejam sujeitas a ações monotónicas. Pode ser utilizada quando se verifica deficiência de armaduras ou é necessário um reforço ao momento fletor em vigas e lajes ou ao esforço transversal em vigas.

Como todas as soluções de reforço também tem as suas limitações. Por exemplo, não se aplica no reforço de elementos à compressão, exceto no reforço por confinamento do betão. É ainda pouco eficaz para o reforço à ação sísmica, exceto no que se refere ao aumento de ductilidade.

#### 3.3.1.3. Aspetos principais

Como já referido anteriormente a solução de FRP é uma das mais usadas nos dias de hoje pois é uma técnica que envolve grande rapidez de execução e que se aplica sem que haja uma grande interferência ao nível da utilização da estrutura.

A qualidade de execução é imperativa para o bom funcionamento desta solução. Este método exige empresas e pessoal técnico especializado. Todas as tarefas devem ter a qualidade controlada desde a preparação das superfícies (importante na aderência do FRP à peça de betão armado) às características da resina a utilizar ou a própria execução da colagem.

O reforço é realizado por laminados ou mantas, sendo que essa diferenciação será aprofundada mais à frente. A colagem é feita com resina, sendo a mais utilizada a epóxi, que é aplicada por espatulamento ou a rolo.

Para além dos aspetos positivos já referidos, há ainda a registar a sua resistência muito superior à do aço corrente, o seu bom comportamento em relação à fadiga, o facto de não sofrer de processos de corrosão, a sua baixa densidade e as suas dimensões contínuas.

Mas nem tudo é positivo no que diz respeito a estas técnicas. Os FRP apresentam um mau comportamento ao fogo e revelam problemas de fluência para cargas permanentes. São, também, muito suscetíveis à exposição solar, sendo que, se não for providenciada proteção eficaz, os raios ultravioleta fazem com que estes percam algumas das suas características. O seu comportamento elástico até a rotura também é visto como um problema, pois não existe comportamento dúctil do material. Esta afirmação pode parecer contraditória face ao que foi afirmado em relação ao aumento de ductilidade que os FRP proporcionam a uma estrutura quando sujeita à ação sísmica. Mas, não se pode confundir o comportamento do material com o comportamento que ele proporciona à estrutura, portanto, o material não é dúctil mas a sua presença permite um aumento de ductilidade da estrutura.

#### 3.3.1.4. Características dos diferentes FRP

Como já foi referido, os FRP podem ter ser constituídos por fibras de diferentes naturezas, o que lhes proporciona características resistentes diferentes entre si. Existem, até, CFRP, GFRP e AFRP de diferentes características como evidenciado no Quadro 4.

Quadro 4 Características de FRP (Appleton e Costa, 2011)

Material	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão de Rotura (MPa)	Extensão Última (%)
Carbono			
Alta Resistência	215 – 235	3500 – 4800	1.4 – 2.0
Resistência ultra elevada	215 – 235	3500 – 6000	1.5 – 2.3
Módulo de elasticidade elevado	350 – 500	2500 – 3100	0.5 – 0.9
E ultra elevado	500 – 700	2100 – 2400	0.2 – 0.4
Vidro			
Vidro alumino-borosilicato (E)	70	1900 – 3000	3.0 – 4.5
Vidro de silicato de alumínio (S)	85 – 90	3500 – 4000	4.5 – 5.5
Aramida			
Módulo de elasticidade baixo	70 – 80	3500 – 4100	4.3 – 5.0
Módulo de elasticidade elevado	115 - 130	3500 – 4000	2.5 – 3.5

Este quadro diz respeito às características das fibras que constituem os diferentes tipos de FRP. Os valores dos parâmetros acima são indicados por cada fabricante, não como parâmetros resistentes das fibras mas sim como parâmetros resistentes dos laminados ou das mantas que produzem.

#### 3.3.1.5. Laminados vs mantas

Existem duas formas distintas de aplicação dos CFRP numa estrutura que são as mais utilizadas no reforço de estruturas existentes, através da aplicação de laminados ou de mantas. Existem ainda varões e cordões ou cabos de CFRP.

De notar que, apesar de os laminados e as mantas serem um tipo de aplicação exclusiva dos FRP, estas duas tipologias são as mais comuns no reforço de estruturas.

Existem algumas diferenças entre estes dois tipos de aplicação, desde as suas dimensões transversais e longitudinais, até ao tipo de elemento estrutural no qual se costumam aplicar.

Os laminados de fibras de carbono são unidirecionais, já endurecidos (pré-curados, prontos a usar) e são simplesmente colados à peça de betão a reforçar com um adesivo de resina epóxida.

Já as mantas são constituídas por fibras contínuas unidirecionais ou multidirecionais, endurecidas *in situ*, aglutinadas e coladas com uma matriz epóxida.

Começando por confrontar as dimensões dos laminados com as das mantas facilmente se constata que os laminados apresentam espessuras superiores às das mantas. Segundo as fichas técnicas (S&P, 2016<sup>a</sup>; S&P 2016b) as mantas apresentam um valor de espessura entre os 0,3mm e os 0,4mm e os laminados têm entre 1,2mm e 1,4mm de espessura. Podem-se encontrar, no entanto, mantas com espessura entre cerca de 0,1mm e 0,5mm sendo que os laminados apresentam um intervalo entre os 1,0mm e os 1,4mm.

Em termos de parâmetros resistentes existe uma maior semelhança nos valores encontrados na pesquisa efetuada. O módulo de elasticidade dos laminados apresenta valores entre 165GPa e 300GPa enquanto as mantas apresentam valores entre 240GPa e 640GPa (em geral, mais entre 240GPa e 300GPa). A tensão de rotura dos laminados encontra-se entre 1500MPa e 3000MPa enquanto as mantas apresentam uma tensão de rotura com valores entre 2500MPa e 3000MPa. No que diz respeito à extensão de rotura volta-se a ter semelhança de valores, com os laminados a apresentar valores entre 0,5% e 1,7% e as mantas com valores entre 0,4% e 1,55%.

Como já referido neste ponto, os laminados funcionam exclusivamente de forma unidirecional e as mantas podem assumir um comportamento multidirecional. Como tal, os laminados são mais usados no reforço de vigas, aplicados ao longo da face inferior para reforçar a resistência a momentos positivos ou aplicados ao longo da face superior para reforçar a resistência a momentos negativos. Também é possível melhorar a resistência ao corte das vigas aplicando laminados de FRP perpendiculares ao eixo longitudinal da viga. Os laminados podem ainda ser aplicados nas faces dos pilares de forma a confinar o betão, aumentando assim a sua resistência à compressão. Por norma, quando se deseja obter este efeito utilizam-se as mantas pois permitem manobrar melhor e envolver todas as faces do pilar, permitindo assim um confinamento do betão mais eficaz. As mantas são também mais aplicadas em lajes pois, para além do seu comportamento multidirecional, permitem cobrir uma área maior de forma mais eficaz e mais rápida que os laminados. No caso de lajes fungiformes poderá, na maioria dos casos, ser mais fácil a utilização de laminados.

#### 3.3.1.6. Os GFRP

Apesar dos FRP mais utilizados serem aqueles em que os polímeros se encontram reforçados por fibras de carbono, é de elevada importância fazer referência aos outros tipos de FRP existentes no mercado, mais propriamente aos GFRP, pois também podem ter campos de aplicação bastante interessantes e em muitos casos podem fazer com sejam preteridos os CFRP e utilizados os GFRP.

Como já referido anteriormente os GFRP resultam da junção do polímero, comum a todos os FRP, e de fibras de vidro.

Enquanto as mantas e os laminados de CFRP têm como finalidade a reparação e reforço exterior de elementos estruturais resistentes os GFRP podem ter outros campos de aplicação. São usados, durante a conceção da estrutura e portanto um pouco fora do âmbito desta dissertação, como varões que constituem as armaduras presentes no interior das peças de betão. São também utilizados em forma de perfis e painéis em estruturas mistas ou híbridas ou em estruturas 100% compósitas.

Os varões de GFRP têm uma constituição polimérica (viniléster) e apresenta fibras de reforço axiais. Os diâmetros disponíveis no mercado estão entre 6mm e 36mm. Podem ter três tipos de acabamento superficial: nervurado, revestido a areia ou enrolado e revestido a areia. A geometria do varão também pode variar sendo que pode ser reto, reto com cabeça de ancoragem e dobrada, em U ou em gancho.

Os varões de GFRP apresentam uma resistência à tração axial muito superior à dos aços comuns apresentando valores entre 480MPa e 1600MPa.

Os perfis de GFRP apresentam fibras longitudinais contínuas e aglomeradas. As mantas de reforço são constituídas por fios em várias direções. Possuem também um véu de superfície com fios dispersos aleatoriamente. A sua matriz polimérica é constituída por resina (poliéster, vinil-éster ou epóxi), material de enchimento (*filler*) e aditivos.

Os primeiros perfis, chamados de perfis de 1ª geração, foram durante muito tempo copiados da construção metálica e apresentavam problemas de instabilidade quando sujeitos a compressões. Dessa forma foi necessário pensar em novos sistemas estruturais sobretudo para elementos de laje. Alguns exemplos desses sistemas são o *Superdeck*, o *DuraSpan*, o *EZ Span*, o *Asset* ou o *ACCS* (Correia, 2011). São sistemas constituídos por painéis de GFRP ligados a vigas longitudinais por colagem ou aparafusamento. Têm a vantagem de apresentar um baixo peso próprio, uma rápida instalação e uma fácil manutenção.

No Quadro 5 serão expostas algumas propriedades médias dos GFRP:

Quadro 5 Propriedades de GFRP (Correia, 2011)

Propriedade	Unidades	Direção paralela às fibras	Direção transversal às fibras
Resistência à Tração	MPa	200 – 400	50 – 60
Resistência à Compressão	MPa	200 – 400	70 – 140
Resistência ao Corte	MPa		25 – 30
Módulo de Elasticidade	GPa	20 – 40	5 – 9
Módulo de Distorção	GPa		3 – 4
Densidade	g/cm <sup>3</sup>		1.8 – 1.9
Teor em fibras	%		50 – 70

O GFRP apresenta ainda mais algumas características que são importantes salientar.

Uma delas é a sua resistência ao fogo. Apesar de ter matrizes combustíveis apresenta um baixo coeficiente de condutibilidade térmica e é possível tomar medidas de forma a melhorar a sua resistência ao fogo. Essas medidas podem ser ativas ou passivas.

Algumas medidas passivas são:

- Aditivos retardadores de incêndio ou *fillers*;
- Resinas resistentes ao fogo;
- Materiais de proteção (tintas intumescentes, materiais inorgânicos projetados, painéis de gesso).

Algumas medidas ativas são:

- *Sprinklers*;
- Tubagem com água para arrefecimento de elementos estruturais.

O GFRP apresenta um excelente desempenho comprovado em ambientes quimicamente agressivos o que é um parâmetro importante no que diz respeito à durabilidade.

Mas, como qualquer material, sofre degradação devido a agentes ambientais que é compatível com a sua utilização como: temperatura, humidade, radiação ultravioleta. Portanto, um fator decisivo de

durabilidade deste material é a escolha adequada da matriz tendo em conta o tipo de ambiente a que está sujeita.

Em termos de sustentabilidade pode-se dizer que a fibra de vidro é um recurso que não se extinguirá. A matriz polimérica é composta por resinas que não são reprocessáveis mas que resultam de coprodutos da indústria petrolífera e as quantidades exigidas são praticamente insignificantes. A energia necessária para a produção de GFRP é comparativamente baixa, correspondendo a 25% da energia para a produção de aço e a cerca de 17% da energia necessária para a produção de alumínio. Apresenta também uma durabilidade superior à dos materiais tradicionais. Quanto à sua reciclabilidade acredita-se que só será possível quando forem adotadas resinas termoplásticas em vez das resinas termoendurecíveis que são usadas atualmente. Mas, se efetivamente na conceção dos perfis de GFRP for adotado o uso de resinas termoplásticas acredita-se que a sustentabilidade destas soluções será muito superior à dos materiais tradicionais.

### 3.3.1.7. Técnica de aplicação

Neste ponto será exposto todo o procedimento de aplicação de uma solução de CFRP (manta ou laminado) a um elemento estrutural resistente.

Começa-se assim por uma breve descrição da constituição do sistema bem como uma ilustração da sua aplicação (Fig. 15) em laminados e em mantas.

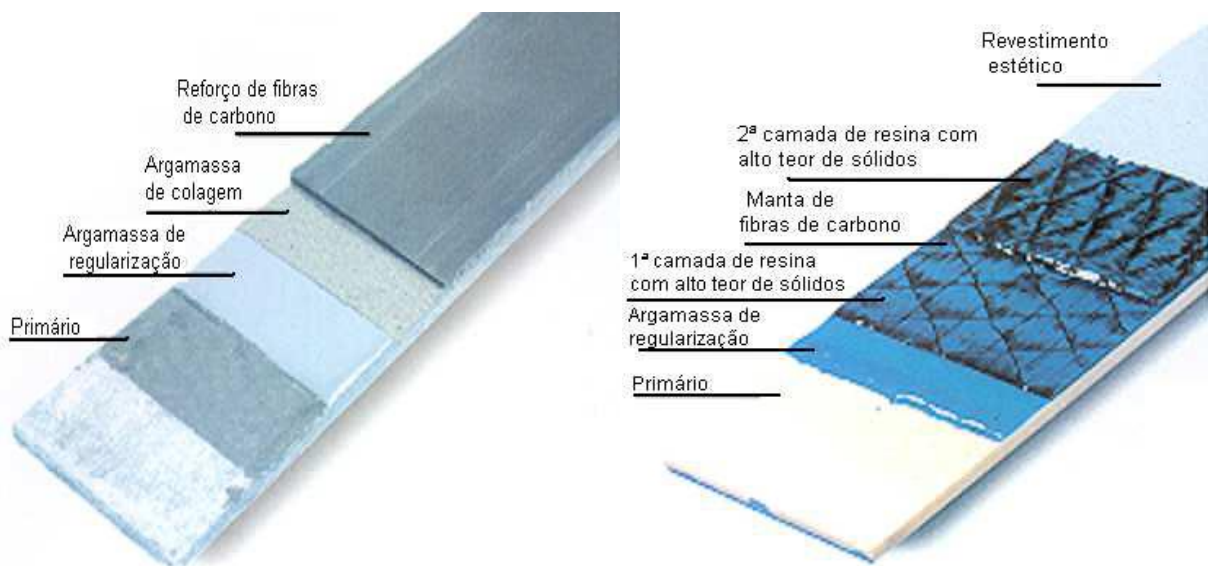


Fig. 15 Representação esquemática da constituição do sistema para laminados (esq.) e para mantas (dir.)  
(Appleton e Costa, 2011)

A ordem dos elementos desde o elemento estrutural até ao revestimento, que será tratada detalhadamente mais adiante, é a seguinte (Appleton e Costa, 2011):

- Primário (preenche os poros);
- Argamassa de regularização (pode existir ou não);
- Adesivo de colagem (laminados) ou saturante epóxy (mantas);
- Mantas ou laminados;
- Revestimento estético e de proteção (pode existir ou não).

Após esta breve exposição do sistema utilizado quando se aplica FRP num elemento estrutural existente segue-se a descrição e pormenorização da técnica de aplicação das mantas e dos laminados.

Inicialmente, são necessários alguns trabalhos prévios no elemento estrutural a reforçar.

Seguidamente procede-se à reparação do betão deteriorado. Este passo inclui a remoção do betão degradado, o tratamento de armaduras (e eventual reforço das mesmas) e a reposição das secções em betão com argamassas de reparação ou microbetão.

De seguida repara-se as fissuras existentes com a selagem e injeção de resinas epóxicas.

Após a reparação de fissuras prepara-se os cantos e arestas, arredondando os cantos até um raio mínimo de 10mm.

Tendo os cantos trabalhados, prepara-se a superfície do betão, removendo a poeira, sujidade, leitadas ou outros materiais que possam prejudicar a aderência.

No fim é necessário a inspeção da superfície e avaliar as condições ambientais. A inspeção pode revelar condições para as quais não se pode prosseguir com a aplicação do material. Sendo que essas condições são as seguintes:

- Humidade relativa do substrato ser superior a 4%;
- Poros da superfície encontram-se com água;
- Potencial fuga de água.

Terminados os trabalhos prévios inerentes à aplicação das mantas ou laminados começa-se então a desenvolver os trabalhos relativos à aplicação do material de reforço.

A ordem dos trabalhos a realizar na peça de betão a reforçar está intimamente ligada à ordem dos elementos que constituem o sistema, já referidos anteriormente.

Primeiro explicar-se-á a aplicação de mantas e depois a aplicação de laminados.

Em relação às mantas o primeiro passo é a preparação do substrato. Efetua-se uma decapagem na superfície e novo tratamento das arestas, para que todas tenham um raio inferior a 10mm. Neste passo podem-se utilizar uma lixa, um martelo de agulha, um esmeril para a picagem, jatos de água ou jatos de areia. É importante que a superfície de betão apresente um aspeto rugoso após este passo.

Segue-se a aplicação do primário na superfície da peça. O primário tem uma função muito importante no bom funcionamento da solução de reforço pois preenche os poros e fissuras existentes na superfície garantindo continuidade e aderência entre a peça e o reforço.

O passo seguinte pode ou não existir. Trata-se de aplicação local ou geral de argamassa de regularização. Esta argamassa de regularização pode ter duas funções. Uma delas é complementar a função do primário aplicado previamente e preencher eventuais fissuras ou poros que ficaram por preencher durante a aplicação do primário. A outra função, e tal como o nome indica, é de regularizar a superfície no caso de existir essa necessidade. A argamassa de regularização é também conhecida pelo nome de “*putty*” ou “massa de vidraceiro”.

Terminada a aplicação da argamassa de regularização segue-se a aplicação da primeira camada de resina. Esta aplicação pode assumir duas formas distintas. A resina pode ser aplicada na própria peça de betão sem que a manta seja pré-saturada, ou pode ser aplicada diretamente na manta, sendo que neste procedimento é necessário uma pré-saturação da manta que reforçará a peça.

Finalmente aplica-se a manta. Primeiro corta-se a manta com a medida pretendida, de seguida ajusta-se a manta à peça de betão com uma talocha de borracha ou até de forma manual, e por fim exerce-se



pressão sobre a manta com um rolo rígido de estrias para garantir uma boa aderência e evitar que a manta descole da peça.

Para terminar volta-se a aplicar uma nova camada de resina, já sobre a manta que envolve a peça, seguido da aplicação do revestimento. O revestimento é ajustado a cada obra e pode ou não existir.

O procedimento de aplicação de laminados é bastante semelhante. As principais diferenças estão na preparação do laminado e no passo em que este se aplica à peça.

Portanto, os procedimentos iniciais são bastante semelhantes. Primeiro a decapagem, seguida da aplicação do primário e da eventual aplicação local de argamassa de regularização. De notar apenas que estes três passos, regra geral, não são tão extensivos como durante a preparação da aplicação de mantas. Enquanto as mantas são aplicadas, usualmente, em toda a extensão da peça e, portanto, é necessário preparar toda a peça, a aplicação de laminados só exige a preparação das faixas em que estes serão aplicados, como se mostra na Fig. 16.



Fig. 16 Aplicação de primário numa solução de laminados de FRP (Appleton e Costa, 2011)

Finalizados estes trabalhos de preparação procede-se à limpeza do laminado com recurso a diluentes sintéticos. Esta limpeza é relevante para eliminar eventuais impurezas que possam existir no local da obra, na fábrica de produção ou até no trajeto entre a fábrica e a obra e que se tenham fixado na superfície do laminado.

A tarefa que se segue à limpeza do laminado é a aplicação do adesivo epóxico. Para isso é necessário a utilização de dois utensílios. Um deles é um molde onde se coloca o laminado para que o adesivo não escorra para fora do laminado, como é ilustrado na Fig. 17. Ainda é necessária a utilização de uma placa doseadora. A finalidade desta placa é indicar aos técnicos responsáveis pela aplicação do adesivo a espessura de adesivo presente no laminado. A espessura limite é de 2mm.

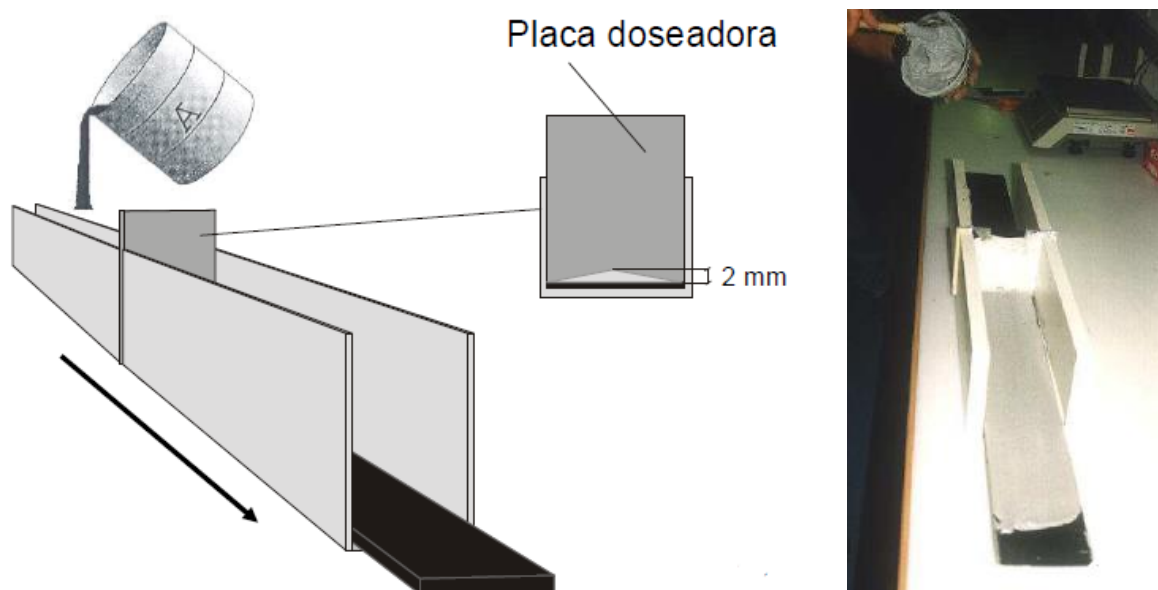


Fig. 17 Esquema da aplicação da resina (esq.) e aplicação prática da mesma (dir.) (adaptado de Appleton e Costa, 2011)

Após a colocação da resina na superfície dos laminados resta aplicá-los nas zonas previamente tratadas do elemento estrutural de betão armado. Para tal começa-se pela aplicação e ajuste manual do laminado, seguido da aplicação de pressão no laminado com um rolo rígido de borracha de forma a garantir as melhores condições de aderência e, por fim, da remoção do excesso de adesivo saliente nas extremidades do laminado com recurso a uma espátula.

#### 3.3.1.8. Controlo de qualidade

Após a aplicação da solução de reforço ao elemento estrutural é necessário fazer um controlo de qualidade do procedimento desenvolvido ao longo da aplicação. É, assim, necessária a inspeção de vários aspetos inerentes ao processo.

Uma das inspeções a realizar é a das condições locais e climatéricas. Esta inspeção deverá ser transversal a todos os momentos da aplicação do reforço desde os trabalhos prévios até ao fim dos trabalhos de forma a garantir que não existe influência das condições locais e climatéricas na qualidade do reforço.

A inspeção do adesivo também deve constar na lista de inspeções a realizar no final da aplicação do reforço. São avaliados vários parâmetros relativos à aplicação da resina como controlo de espessura ou o estado de cura.

É de extrema importância uma inspeção do compósito de FRP bem como do seu estado de colagem para deteção de vazios e de imperfeições geométricas ou anomalias.

Para complementar as inspeções visuais é necessário proceder à realização de ensaios.

Dos ensaios usados no controlo de qualidade destacam-se dois:

- Teste acústico: Verifica a existência de vazios ou delaminações, normalmente realiza-se após 24 horas de cura.
- Teste de aderência: Ensaio de arranque direto (pull-off).

### 3.3.2. ADIÇÃO DE ELEMENTOS METÁLICOS

Por vezes a opção de reforço de um elemento estrutural passa pela adição de novos elementos metálicos.

Durante o dimensionamento da estrutura nova quando, após cálculo dos esforços atuantes, o engenheiro se apercebe que o esforço resistente da peça é inferior àquele imposto pela solicitação, usualmente, pensa em adicionar mais armadura de forma a cumprir a segurança.

Se a estrutura já foi construída e, portanto, não é possível introduzir mais varões de aço no interior dos seus elementos estruturais, esta opção não é geralmente viável. Torna-se, assim, necessário perceber como introduzir mais aço na estrutura sem intervir internamente em cada peça.

A técnica de reforço pode ser executada através de adição de dois tipos de elementos diferentes:

- Chapas Metálicas;
- Perfis Metálicos.

A solução final pode englobar apenas um destes tipos de elementos ou, em alguns casos, um misto entre eles.

#### 3.3.2.1. Campos de aplicação

A adição de elementos metálicos exteriores é uma técnica utilizada quando existe deficiência de armaduras e se está perante um betão de boa ou média qualidade.

Em relação aos elementos estruturais em que se aplica este tipo de técnica de reforço pode-se afirmar que pode ser utilizada tanto em vigas como em lajes. Em vigas pode ser utilizada para reforçar a resistência ao momento fletor e ao esforço transversal e em lajes como reforço ao momento fletor.

O reforço por adições de elementos metálicos exteriores é mais adequado para ações monotónicas. Apenas se aplica como reforço à tração pois na presença de esforços de compressão pode haver a tendência desses elementos encurvarem. É, ainda, pouco eficaz para o reforço à ação sísmica.

#### 3.3.2.2. Aspetos principais

Como já referido anteriormente em relação à solução de FRP, também o reforço por adição de elementos metálicos exteriores é bastante usado pois é uma técnica que envolve grande rapidez de execução e que se aplica sem que haja uma grande interferência ao nível da utilização da estrutura.

A qualidade de execução é imperativa para o bom funcionamento desta solução. Este método exige empresas e pessoal técnico especializado. Todas as tarefas devem ter a qualidade controlada desde a preparação das superfícies (importante na aderência das peças metálicas à peça de betão armado) às características da resina a utilizar ou a própria execução da colagem.

A colagem é feita com resina epóxi, que é aplicada por injeção ou por espatulamento. A ligação deve ser complementada com conectores e as peças devem ser convenientemente amarradas nas extremidades.

O aço a utilizar deve ter algumas características que importa referir. O aço deve trabalhar a baixas tensões por forma a não serem necessárias grandes deformações para mobilizar a sua capacidade resistente. Assim sendo, usualmente, o aço usado neste tipo de solução é o Fe360. No caso de aplicação de chapas metálicas, a espessura deve variar entre 3mm e 10mm, no entanto, se a ligação for efetuada sem utilização de buchas metálicas é recomendada uma espessura entre 3mm e 5mm e uma largura inferior a 300mm de chapas.

Os elementos metálicos, à semelhança dos FRP, apresentam um mau comportamento ao fogo e revelam problemas de fluência para cargas permanentes. São também muito suscetíveis à exposição solar. Os varões de aço presentes no interior de uma peça de betão armado encontram-se envolvidos em betão e têm que ter um recobrimento mínimo de forma a garantir que não existe corrosão desses mesmos varões. No caso de elementos metálicos aplicados no exterior da peça já não existe betão a envolver, sendo portanto necessário protegê-las contra a corrosão e a ação do fogo.

No que diz respeito à resina epóxy utilizada neste processo de solidarização entre o betão e as chapas ou perfis metálicos foi possível apurar alguns valores médios de alguns parâmetros resistentes. Esses valores são expostos no Quadro 6. Em relação à espessura da resina, esta deve estar entre 1mm e 3mm pois este intervalo de valores garante uma ligação mais eficiente e uma redução das deformações a longo prazo por fluência.

Quadro 6 Propriedades da resina epóxy (Appleton e Costa, 2011)

Propriedades da resina epóxy	
Resistência à compressão	80MPa a 120MPa
Resistência à tração	40MPa a 55MPa
Resistência à tração por flexão	25MPa a 35MPa
Resistência ao corte	12MPa a 20MPa
Adesão aço – resina	1MPa a 6MPa
Adesão betão – resina	2MPa a 8MPa
Módulo de elasticidade	2GPa a 17GPa
Coeficiente de Poisson	0.27
Coeficiente de fluência para compressões de 40 MPa	12

### 3.3.2.3. Técnicas de aplicação

A aplicação das chapas ou perfis metálicos implica diversas tarefas. Estas tarefas podem-se dividir em quatro grandes grupos:

- Escoramento;
- Preparação da superfície;
- Colocação das chapas;
- Colagem das chapas.

As primeiras tarefas que envolvem o escoramento da peça a reforçar têm como objetivo controlar as deformações e deslocamentos das secções e evitar colapsos durante a reparação. Por vezes este escoramento não existe. O que se faz nessas situações é remover todas as cargas excepcionais da estrutura para que a peça a reforçar se encontre sujeita às cargas de serviço no momento do reforço.

A preparação da superfície, como já enunciado na solução de FRP, tem como finalidade garantir uma ligação adequada entre as chapas e o betão. O processo de tornar as superfícies rugosas pode ser feito com um martelo de agulhas, um jato de areia ou um jato de água de alta pressão. Já o processo de limpeza faz-se com um jato de água. De notar que se deve evitar que a rugosidade seja excessiva por forma a não se obterem espessuras de resina elevadas (Appleton e Gomes, 1997).

Após a preparação da superfície segue-se a colocação das chapas. Este processo envolve diferentes tarefas. As chapas de aço são, após fabrico, decapadas e protegidas com uma película plástica para o seu transporte e manuseamento. Esta película só deve ser removida imediatamente antes da sua aplicação. Mas antes de aplicar as chapas é necessária a furação do betão e a colocação dos conectores que ligarão a chapa à peça de betão. Quando não são utilizados conectores são utilizados prumos ou outro sistema para o posicionamento de chapas (Appleton e Gomes, 1997).

De seguida proceda-se a selagem da zona a injetar através da aplicação de uma resina epóxi com uma carga, por exemplo betume de pedra, no contorno da chapa e sobre a cabeça dos conectores. Nesta fase são deixados tubos de pequeno diâmetro para a injeção da resina e saída do ar (tubos de purga). Depois injeta-se a resina epóxy de baixa viscosidade no espaço entre o betão e a chapa metálica (Appleton e Gomes, 1997).

#### 3.3.2.4. Controlo de qualidade

Tal como em todas as outras soluções de reforço é necessário controlar a qualidade dos materiais e da execução dos trabalhos.

Quando a medida de reforço passa pela aplicação de chapas ou perfis metálicos os ensaios que assumem um carácter imperativo são (Fig. 18):

- Ensaio da ligação resina – betão;
- Ensaio da ligação resina – chapa metálica.



Fig. 18 Ensaio de ligação resina – betão (Appleton e Costa, 2011)

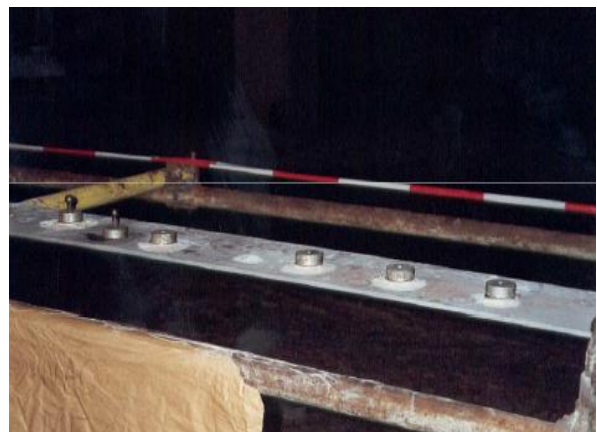


Fig. 19 Ensaio de ligação resina - chapa metálica (Appleton e Costa, 2011)

### 3.3.2.5. Disposições construtivas

Existem algumas medidas recomendadas (Appleton e Gomes, 1997). Essas medidas estão expostas nas figuras 20 e 21.

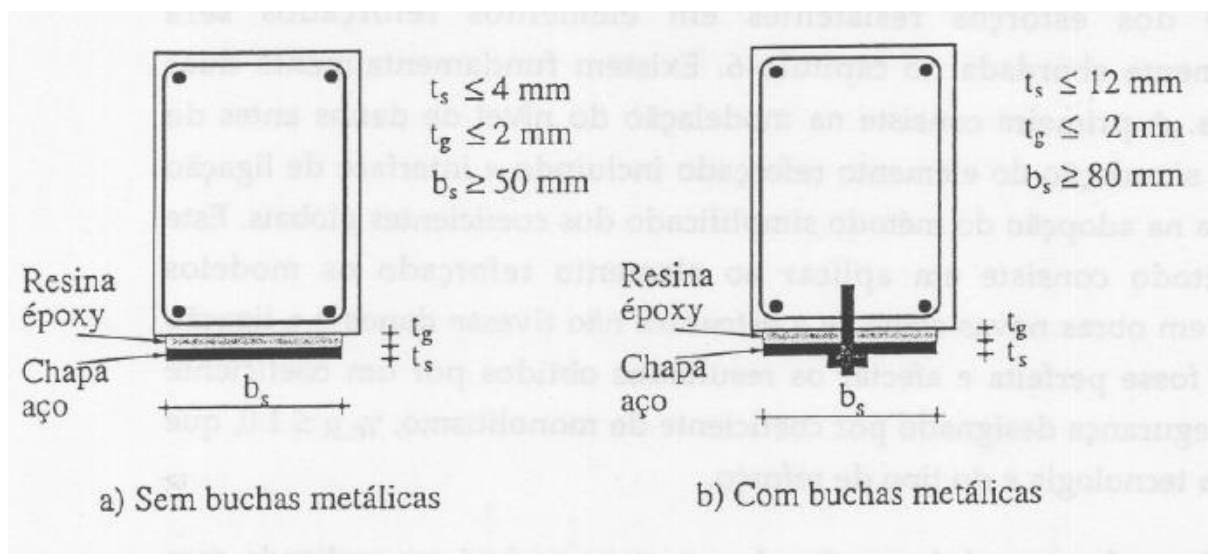


Fig. 20 Reforço à flexão - Dimensões recomendadas (Appleton e Gomes, 1997)

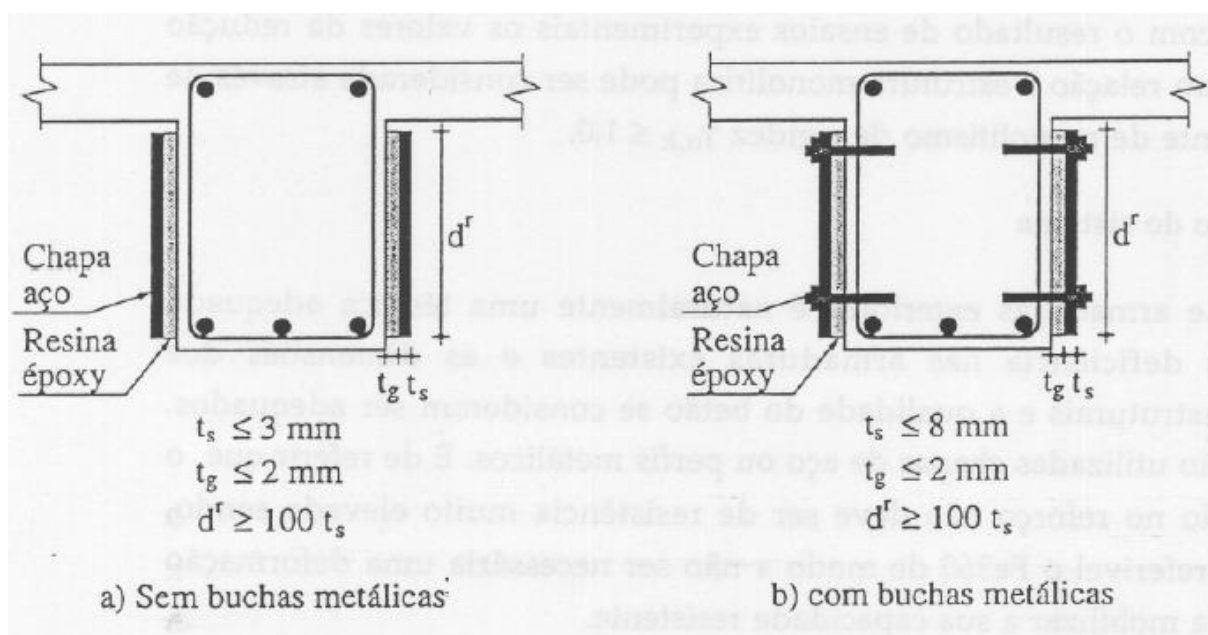


Fig. 21 Reforço ao esforço transversal - Dimensões recomendadas (Appleton e Gomes, 1997)

### 3.3.3. ENCAMISAMENTO METÁLICO OU EM BETÃO ARMADO

Para além das medidas referidas anteriormente para reforço de elementos de betão armado existentes existe ainda a possibilidade de aumentar as secções das peças com a introdução de elementos metálicos e/ou betão suplementar. Esta técnica é usada não só como medida de reforço, mas também como medida de reparação. Usualmente é mais usado para o reforço de pilares pois a sua execução em outros elementos estruturais necessita de uma técnica mais apurada. Neste trabalho será dado maior

ênfase ao encamisamento em betão armado pois o encamisamento metálico é bastante semelhante ao que veio sendo discutido até agora.

#### 3.3.3.1. Vantagens e desvantagens

Como qualquer solução de reforço, o encamisamento metálico ou em betão armado também apresenta vantagens em comparação a outras medidas de reforço.

O encamisamento metálico permite um confinamento lateral eficaz e um aumento de resistência ao corte com um pequeno aumento de secção transversal, sendo estas duas das principais vantagens desta solução. Por outro lado, apresenta como desvantagens a exigência de mão-de-obra especializada e, no caso de aplicação em edifícios, obriga a prever proteção contra incêndio (Júlio, 2011).

No que diz respeito ao encamisamento em betão armado, o facto de se tratar de um processo em que não é necessário mão-de-obra especializada, devido à sua simplicidade de execução, representa uma vantagem. Permite ainda aumentar a durabilidade do elemento estrutural a reforçar pois não é necessário proteger as armaduras contra a corrosão como outras técnicas. Em termos de inconvenientes surge o caso de se pretender obter continuidade do reforço entre pisos, o que faz com que a armadura longitudinal dos pilares a reforçar tenha que atravessar a laje, o que obriga a furar a laje (Júlio, 2011).

#### 3.3.3.2. Campos de aplicação

Esta solução apresenta particularidades que podem ser vantajosas em relação às soluções expostas anteriormente.

Primeiro, visto que se pode introduzir mais betão na peça a reforçar, é possível aumentar a resistência de zonas comprimidas, sendo que nas soluções anteriores isso não acontecia.

Esta técnica de reforço pode ter aplicabilidade quando se verifica a necessidade de grande aumento de resistência ou rigidez.

Outra aplicabilidade desta técnica é a necessidade de garantir boa proteção ao fogo das armaduras de reforço.

Pode, ainda, ser aplicada para reforço de lajes, vigas, pilares e paredes para todos os esforços, em especial os esforços provenientes da ação sísmica.

#### 3.3.3.3. Aspetos principais

Se se comparar esta técnica de reforço com outras já expostas anteriormente facilmente se compreende alguns dos aspetos desta técnica.

As outras técnicas de reforço de elementos estruturais não implicavam aumento das secções transversais das peças, ao contrário desta que, por razões óbvias, implica um aumento das secções.

Esta técnica implica também uma grande interferência na utilização da estrutura, devido a trabalhos de conceção, o que não se verifica nas técnicas expostas até este ponto.

Relativamente ao reforço com chapas metálicas esta técnica apresenta vantagens em relação à ação sísmica, melhor proteção ao fogo e à corrosão das armaduras de reforço.

Esta metodologia de reforço requer a preparação da superfície cuidada do betão existente (Appleton e Costa, 2011).

#### 3.3.3.4. Técnicas de aplicação

A técnica de encamisamento por betão armado implica diversas tarefas. Estas tarefas podem-se dividir em quatro grandes grupos (Appleton e Costa, 2011):

- Escoramento;
- Preparação da superfície;
- Colocação das armaduras adicionais;
- Betonagem.

O escoramento, tal como na aplicação de chapas ou perfis metálicos, tem como finalidade controlar as deformações e deslocamentos das secções e evitar colapsos durante a reparação.

Quanto à preparação da superfície, neste processo é necessário garantir a melhor ligação possível entre o material de adição e o inicial, problema que será discutido mais à frente. É também necessário remover o betão alterado ou degradado. Para garantir a melhor ligação entre os materiais é necessário tornar as superfícies rugosas. Para tal, pode-se utilizar martelos de agulhas, jatos de areia ou jatos de água de alta pressão. No fim é necessário proceder à limpeza através de jatos de água.

Com a superfície de contacto entre o betão existente e o betão a aplicar preparada procede-se à colocação das armaduras adicionais ou à reposição de armaduras no caso de deterioração das armaduras previamente existentes.

O último passo desta técnica de reforço é a betonagem e respetiva cura do betão. A betonagem pode ser realizada com dois materiais distintos, o betão ou simplesmente argamassa. Betona-se com argamassa quando se repara volumes reduzidos e em betão quando os volumes de reparação são substancialmente maiores. O betão ou a argamassa podem ser aplicados através de várias técnicas, podem ser cofrados, projetados ou aplicados de forma direta com uma colher. Podem ainda ser utilizadas resinas de colagem se se entender que a adesão entre os materiais não é satisfatória. Cada técnica de aplicação tem inerente uma espessura mínima de execução para que possa ser garantida qualidade no reforço. No caso de aplicação de betão projetado a espessura deve ser superior a 50mm, se for cofrado então deve assumir valores superiores a 70mm a 100mm e se for utilizada argamassa especial o valor da espessura mínima pode descer para 30mm a 50mm.

#### 3.3.3.5. Materiais de Encamisamento em Betão Armado

Quando a metodologia de reforço passa pelo encamisamento em betão armado um dos principais fatores que sustentam a viabilidade do reforço é a qualidade dos materiais. Para que o reforço seja possível e eficaz é necessário garantir elevada qualidade nos materiais, mais propriamente no betão de reforço. Alguns dos critérios para uma boa qualidade do betão são (Appleton e Costa, 2011):

- Elevada resistência à compressão;
- Boa aderência;
- Boa trabalhabilidade;
- Baixa retração;
- Compatibilidade de deformações com os materiais iniciais.



Em relação às duas técnicas distintas de aplicação, molde ou cofragem e projeção, ambas apresentam as suas características próprias.

Os betões e argamassas moldadas podem ser constituídos por materiais à base de ligantes hidráulicos ou à base de ligantes sintéticos como as resinas. São sensíveis à humidade e por isso apresentam retrações por vezes elevadas. Não passavam as armaduras, mas apresentam baixa resistência ao fogo. O seu preço é comparativamente elevado.

Relativamente à projeção de betões e argamassas, são fáceis de colocar, apresentam boa aderência e uma elevada resistência. Em contrapartida não permitem um acabamento regular e usualmente provocam muita sujidade.

### 3.3.3.6. Ligação Betão-Betão

Como já referido anteriormente o funcionamento e eficiência da técnica de reforço por encamisamento depende fundamentalmente da aderência entre os materiais. É necessário, assim, garantir que a tensão tangencial que se verifica nas fibras de ligação não excede a sua capacidade resistente. Na Fig. 22 está representado, de forma esquemática as tensões que se desenvolvem ao longo da secção.

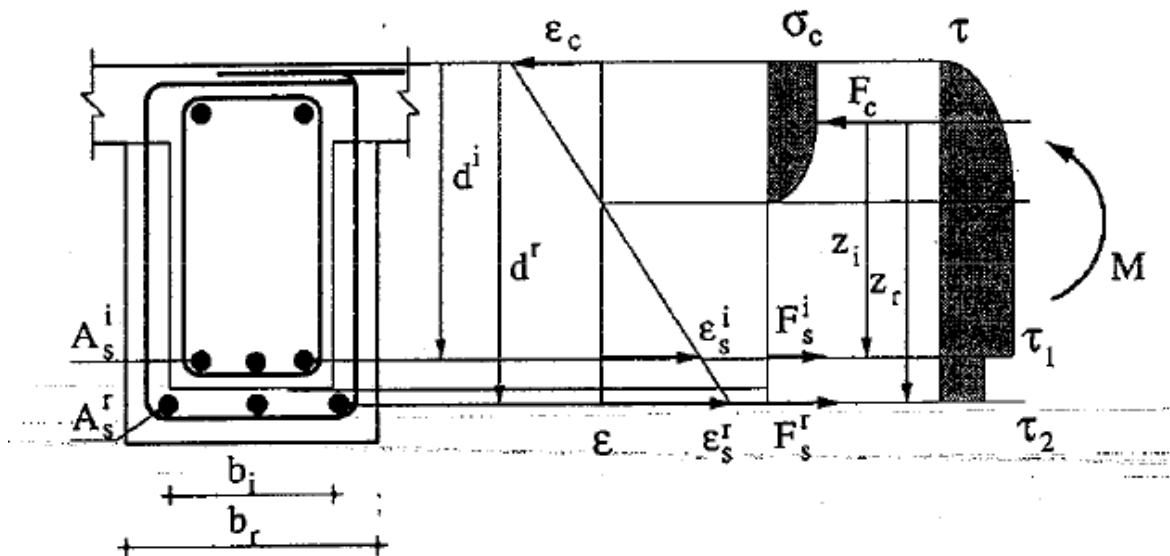


Fig. 22 Representação Esquemática das Tensões Normais e Tangenciais numa secção reforçada (Appleton e Costa, 2011)

Os valores das tensões tangenciais  $\tau_1$  e  $\tau_2$  são obtidos segundo as seguintes expressões (Appleton e Costa, 2011):

$$\tau_1 = \frac{V_{sd}}{b_r z_{eq}} \quad (3.1)$$

$$\tau_2 = \frac{V_{sd}}{b_r z_{eq}} * \frac{A_s^r * f_{syd}^r}{A_s^r f_{syd}^r + A_s^l f_{syd}^l} \quad (3.2)$$

Sendo na equação anterior:

$\tau_1$  – Tensão tangencial na ligação entre betões

$\tau_2$  – Tensão tangencial na fibra inferior do betão de reforço

$V_{sd}$  – Esforço transversal atuante na secção

$b_r$  – Largura da secção reforçada

$z_{eq} = 0,9 \cdot d_{eq}$

$A_s^r$  – Área de aço de reforço

$f_{syd}^r$  – Resistência de cálculo do aço de reforço

$A_s^i$  – Área de aço inicial

$f_{syd}^i$  – Resistência de cálculo do aço inicial

O valor do esforço atuante  $\tau_2$  deve ser confrontado com o valor da tensão tangencial resistente calculado conforme indicado pelo Eurocódigo 2 (2010).

Em relação ao  $\tau_1$ , tensão tangencial correspondente à ligação entre os dois betões, é necessário confrontar o seu valor com um valor de esforço resistente diferente.

No ponto “6.2.5 – Esforço longitudinal nas juntas de betonagem em diferentes datas” do Eurocódigo 2 existe uma expressão que procura encontrar o valor da tensão tangencial resistente de uma ligação entre betões de diferentes idades.

$$v_{rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad (3.3)$$

Sendo na equação anterior:

$c$  e  $\mu$  – Coeficientes que dependem da rugosidade da junta

$f_{ctd}$  – Tensão resistente de tração do betão

$V_{sd}$  – Tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta, que pode atuar simultaneamente com o esforço transversal, positiva se de compressão, com  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ , e negativo se de tração. Quando  $\sigma_n$  é de tração,  $c f_{ctd}$  deverá ser considerado igual a 0.

$\rho = A_s^j / A_i^j$

$A_s^j$  – Área da secção de armaduras que atravessa a junta incluindo a das armaduras de esforço transversal (caso existam), com amarração adequada de ambos os lados da junta

$A_i^j$  – Área da junta

$\alpha$  – Ângulo que a armadura faz com a junta, que deverá ser limitado a  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$v$  – Coeficiente de redução da resistência (expressão 6.6N de NP EN 1992-1-1 2010)

O Eurocódigo 2 define ainda valores para os parâmetros resistentes que dependem da rugosidade da junta com base numa classificação simples mas subjetiva.

Na falta de informações mais pormenorizadas, as superfícies são classificadas como muito lisas, lisas, rugosas ou indentadas, conforme os seguintes exemplos (NP EN 1992-1-1, 2010):

- Muito lisa: uma superfície moldada por aço, plástico ou por moldes de madeira especialmente preparados:  $c = 0,025$  a  $0,10$  e  $\mu = 0,5$ .
- Lisa: uma superfície extrudida ou executada com moldes deslizantes, ou executada sem cofragem e não tratada após vibração:  $c = 0,20$  e  $\mu = 0,6$ .
- Rugosa: uma superfície com rugosidades de pelo menos 3mm de altura e espaçadas cerca de 40mm, obtidas por meio de raspagem, de jato de água, ar ou areia ou por meio de quaisquer outros métodos de que resulte um comportamento equivalente:  $c = 0,40$  e  $\mu = 0,7$ .

- Indentada: uma superfície com recortes em conformidade com a figura 6.9:  $c = 0,50$  e  $\mu = 0,9$ .

### **3.4. INTRODUÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO E DE DISPOSITIVOS ADICIONAIS**

O último grupo de técnicas de reforço abordado neste trabalho engloba o reforço através da introdução de dispositivos de pré-esforço exterior e outros.

A técnica de reforço com aplicação de pré-esforço consiste na aplicação de pré-esforço exterior aos elementos estruturais resistentes (Appleton, 2011).

Em relação a outros dispositivos estes podem ser de diversas naturezas e podem ter diversas finalidades (Júlio, 2011):

- Amortecedores;
- Dissipadores de energia;
- Isolamento de base.

#### **3.4.1. PRÉ – ESFORÇO EXTERIOR**

Por vezes procura-se melhorar o desempenho da estrutura sem alterar a sua geometria, como nas medidas abordadas em 3.2, nem alterar as secções transversais dos elementos estruturais resistentes, como nas medidas abordadas em 3.3. As medidas de reforço abordadas nesta secção procuram aliviar deformações e tensões num certo elemento resistente com a aplicação de pré-esforço exterior. Esta medida de reforço é aplicada principalmente quando se necessita alterar o sistema estrutural, aumentar a capacidade resistente ou correção do comportamento em serviço.

Os principais objetivos destas medidas de reforço são (Appleton, 2011):

- Permitir um melhor aproveitamento dos materiais e uma utilização racional de betões e aços de alta resistência;
- Aumentar a região de comportamento da estrutura sem fendilhação do betão;
- Diminuir as deformações (introduzindo deformações e tensões de sentido contrário às devidas ao peso próprio e outras ações de serviço);
- Reduzir o peso próprio das soluções estruturais (em comparação com soluções em betão armado), permitindo a económica construção de estruturas tipo viga e pórtico de grande vão.

##### **3.4.1.1. Aspetos principais**

A aplicação de pré-esforço exterior apresenta alguns aspetos particulares que devem ser discutidos de forma a se poder optar pela adoção deste método em vez de outros já discutidos anteriormente.

Um dos aspetos que importa referir está relacionado com o equipamento de aplicação do pré-esforço. O equipamento é, usualmente, leve e fácil de operar em obra, o que representa uma vantagem deste método.

Quando este tipo de reforço se faz de forma ativa permite reduzir as deformações e abertura de fendas nos elementos reforçados.

Por vezes o pré-esforço pode ser aplicado em laminados de FRP, e não nos cordões de aço mais convencionais quando se mencionam técnicas semelhantes. A aplicação de pré-esforço nos laminados permite obter alongamentos iniciais da ordem de 0,4% a 0,6%, o que corresponda à aplicação de uma

força, usualmente, entre os 50kN e os 100kN. Permite, também, uma maior exploração da capacidade resistente dos laminados e um melhor comportamento do reforço devido às ancoragens nas extremidades do laminado.

Esta solução apresenta também a contrapartida do custo do reforço aumentar devido às chapas de ancoragem.

#### 3.4.1.2. Metodologias de aplicação de pré-esforço em laminados

As técnicas de aplicação de pré-esforço em laminados de FRP podem-se dividir em três (Appleton, 2011):

- Método Indireto: Aplicação de contra-flecha à estrutura;
- Método Direto: Pré-Esforço do FRP contra uma estrutura auxiliar;
- Método Direto: Pré-Esforço do FRP contra a própria estrutura.

O método indireto consiste na aplicação de uma força vertical ascendente à estrutura utilizando macacos hidráulicos, colagem do FRP à estrutura e remoção dos macacos hidráulicos. Este método apresenta alguns inconvenientes que importam referir. Quando se utiliza este método não é fácil controlar o nível de pré-esforço instalado e a relação pré-esforço instalado com o esforço para aplicar a contra-flecha à estrutura por norma não compensa.

Já no que diz respeito ao método direto por aplicação do pré-esforço do FRP contra uma estrutura auxiliar os passos são diferentes. Começa-se por colar as extremidades do FRP em ancoragens e aplicar o pré-esforço num pórtico auxiliar. De seguida aplica-se o FRP pré-esforçado à estrutura sendo que o pórtico auxiliar deve ser mantido até a resina endurecer. Por fim corta-se o FRP pré-esforçado das ancoragens e transfere-se o pré-esforço para a estrutura. Este método é fácil de aplicar em pequenas estruturas mas necessita de pórticos auxiliares de grandes dimensões em estruturas de grande porte.

Por último, o método direto por aplicação de pré-esforço do FRP contra a própria estrutura é uma metodologia que não envolve tantos passos. Apenas envolve a montagem das ancoragens na estrutura e aplicação do pré-esforço no FRP previamente colocado. Nesta metodologia de pré-esforço exterior as ancoragens são uma vantagem para contrariar o arrancamento prematura por corte do FRP e só necessita de equipamento leve pelo que se torna mais versátil. Talvez por estas razões seja o mais promissor para aplicações *in situ* podendo-se encontrar exemplos dessas aplicações em Inglaterra, Suíça, Alemanha, Holanda, Estados Unidos da América, Itália, Áustria e Coreia (Appleton, 2011).

#### 3.4.2. OUTROS DISPOSITIVOS

Existem, ainda, outros dispositivos que se podem aplicar à estrutura com o objetivo de melhorar o seu desempenho em serviço. Por norma, estes aparelhos servem para melhorar o comportamento dinâmico da estrutura tendo por finalidade uma melhor resposta da estrutura à ação sísmica.

Estes dispositivos podem ser (Júlio, 2011):

- Amortecedores: Têm o objetivo de melhorar a resposta dinâmica da estrutura através da diminuição do deslocamento máximo bem como o aumento do coeficiente de amortecimento, diminuindo assim as exigências impostas à estrutura por uma solicitação dinâmica.
- Dissipadores de energia: Todas as estruturas quando sujeitas a vibrações dissipam energia de várias formas: por deformações plásticas, atrito, campos de tensão internos ou até mesmo por

fendilhação. A energia introduzida na estrutura está diretamente ligada com as acelerações impostas. Quanto maior for a capacidade de amortecimento numa estrutura, menores serão as acelerações e maior será a quantidade de energia dissipada (Housner, Bergman et al. 1997) e (Towashiraporn, Park et al. 2002). Para aumentar a capacidade de amortecimento da estrutura sem que esta sofra deformações plásticas utilizam-se os dissipadores de energia. Estes dispositivos são dimensionados e colocados na estrutura de modo a que maioria das deformações impostas pela ação sísmica aconteça neles e não nos elementos estruturais. Para maximizar o desempenho dos dissipadores de energia, estes devem ser colocados nas zonas de maior deformação e dimensionados de maneira a que os elementos estruturais apenas sofram deformações elásticas. Este tipo de sistema passivo de proteção sísmica é muito utilizado em pontes e viadutos, e em reforço de edifícios, pois não necessita de alteração do sistema estrutural existente (Cardoso, 2010).

- Isolamento da base: O isolamento de base consiste em separar da estrutura as componentes horizontais de movimento do solo, utilizando materiais ou dispositivos de baixa rigidez horizontal. Estes dispositivos são colocados entre a estrutura e a fundação, obrigando que os movimentos horizontais ocorram apenas na camada de isolamento, logo, a estrutura passa a funcionar como um corpo rígido (Cardoso, 2010)



# 4

## METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

Como já foi referido na presente dissertação, não existe um consenso geral em relação à avaliação da segurança de estruturas existentes. No presente capítulo tentar-se-á encontrar uma metodologia capaz de avaliar da forma mais correta possível os esforços atuantes num determinado elemento da estrutura bem como a sua capacidade resistente. Será também proposta uma metodologia para o cálculo do reforço através do uso de uma adaptação de um programa de cálculo automático que determina a resistência de secções (Henriques, 1998). Os primeiros pontos do capítulo serão dedicados à obtenção dos esforços de cálculo e os seguintes são dedicados ao cálculo das resistências. Ainda de referir que a metodologia proposta tem uma base semi-probabilística pois é levada a cabo através de uma alteração dos coeficientes parciais de segurança.

De forma introdutória pode-se sintetizar desde já a metodologia proposta:

1. Recolha de informação: Resultados de ensaios à estrutura, tempo de vida útil remanescente da estrutura, cargas excepcionais presentes na estrutura e que não constam nos códigos de dimensionamento;
2. Cálculo dos novos coeficientes parciais de segurança
3. Cálculo dos esforços atuantes com recurso aos coeficientes parciais de segurança relativos às ações;
4. Cálculo da resistência de cada elemento estrutural e confronto dos valores obtidos com os esforços atuantes;
5. Dimensionamento do reforço a aplicar aos elementos resistentes que não cumpram os requisitos para verificarem a segurança a algum dos estados limites.

### 4.1. CÁLCULO DOS EFEITOS DAS AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são um fator determinante no resultado da avaliação de qualquer estrutura, mas é, também, um dos fatores que gera menos controvérsia no processo. A razão para tal é o facto de ser comparativamente mais simples efetuar medições das ações permanentes bem como a interpretação dos seus resultados.

Segundo Milan Holický et al (2013) se se considerar que uma ação permanente, como o peso próprio, tem uma distribuição normal pode-se também assumir que o seu valor característico será semelhante ao seu valor médio devido ao facto de apresentarem pequenas dispersões.

$$G_k = \mu_G \quad (4.1)$$

Assim sendo. O valor de cálculo  $G_d$  é dado por:

$$G_d = \mu_G - \alpha_G * \beta * \sigma_G = \mu_G(1 + 0,7 * \beta * V_G) \quad (4.2)$$

Sendo:

$\mu_G$  – Valor médio das ações permanentes;

$\sigma_G$  – Desvio padrão das ações permanentes;

$V_G$  – Coeficiente de variação das ações permanentes

$\alpha_G$  – Coeficiente de sensibilidade das ações permanentes, assume valor de 0,7 (NP EN1990, 2009).

Sabendo que o coeficiente parcial de segurança é:

$$\gamma_G = \frac{G_d}{G_k} \quad (4.3)$$

Pode-se concluir que:

$$\gamma_G = (1 + 0,7 * \beta * V_G) \quad (4.4)$$

No caso de existir alteração do tempo de vida útil da estrutura, a este coeficiente parcial de segurança deve-se multiplicar outro coeficiente que relaciona os desvios entre os valores das ações do período de vida útil e inicial e o adotado na reavaliação (ver definição na secção seguinte) identificado por  $\gamma_{tB}(x)$ .

$$\gamma_{G_{Final}} = (1 + 0,7 * \beta * V_G) * \gamma_{tB}(x) \quad (4.5)$$

## 4.2. CÁLCULO DOS EFEITOS DAS AÇÕES VARIÁVEIS

Ao contrário das ações permanentes, a medição das ações variáveis exige maior esforço e a interpretação dos seus resultados é mais complexa. Aliás, as ações variáveis podem ser provenientes de ações naturais, o que torna o seu comportamento extremamente imprevisível.

Como tal, decidiu-se adotar um processo que não fosse baseado em medições.

Segundo Calgato (1996) a Lei de Gumbel (Fig. 23) é correntemente usada como a mais aproximada para descrever a distribuição das ações variáveis, nomeadamente as que se associam a fenómenos naturais.

É, assim, possível determinar os máximos de uma ação variável tendo o valor da sua moda ( $u$ ) e o da sua dispersão ( $1/\alpha$ ). A distribuição de Gumbel é caracterizada pelas seguintes expressões:

- Função de Distribuição:  $F(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$
- Função densidade de probabilidade:  $f(x) = \frac{dF}{dx} = \alpha * \exp(-\alpha * (x - u) - e^{-\alpha(x-u)})$
- Função Inversa:  $x = u - \frac{1}{\alpha} * \ln[-\ln(F(x))]$
- Média:  $\mu = u + \frac{0,57722}{\alpha}$
- Desvio Padrão:  $\sigma = \frac{\pi}{\alpha * \sqrt{6}} \cong \frac{1,2825}{\alpha}$
- Coeficiente de variação:  $V \cong \frac{\pi}{\sqrt{6} * (\alpha * u + 0,57722)} \cong \frac{1,2825}{\alpha * u + 0,57722}$



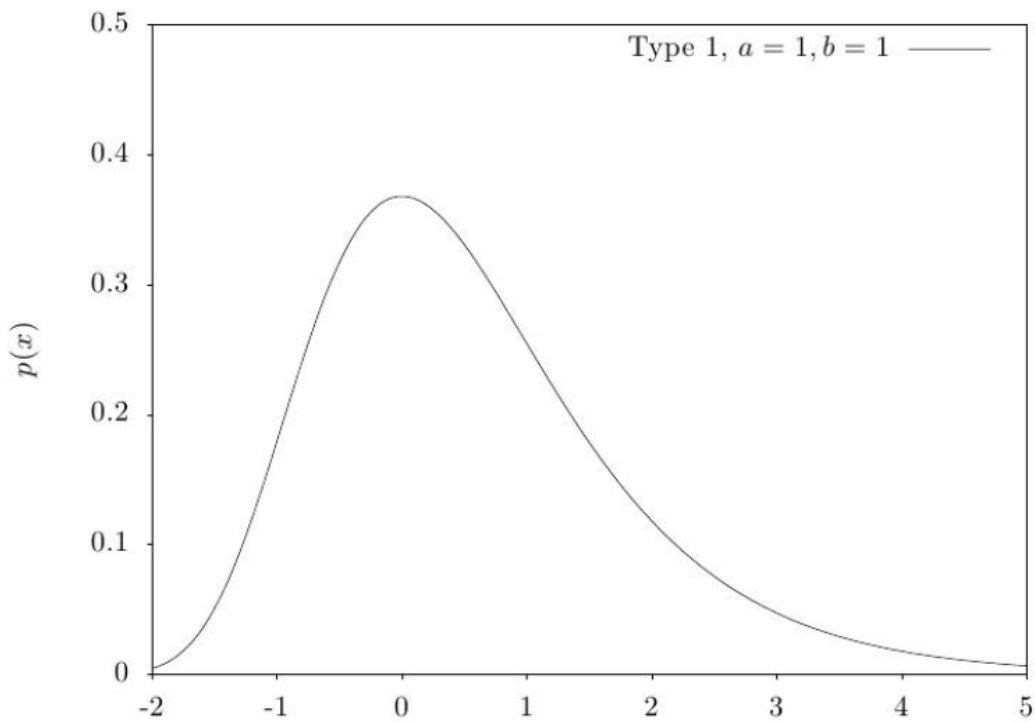


Fig. 23 Função densidade de probabilidade da Lei de Gumbel (GNU, 2013)

Se se reescrever as funções anteriores em função de  $u$  e  $\alpha$ , respetivamente, e tendo como pressuposto que o desvio padrão do maior dos máximos anuais pode ser calculado através de  $\sigma = V * u$ , pode-se escrever a função inversa apenas em função do coeficiente de variação. A função inversa pode ser escrita:

$$x = \mu * \left[ 1 - \frac{0,57722 * V}{1,2825} - \frac{\ln(-\ln(F(x))) * V}{1,2825} \right] \quad (4.6)$$

Esta dedução é importante para a definição dos coeficientes de segurança para as ações variáveis.

Para já, importa mencionar o que o Eurocódigo 0 (NP EN1990, 2009) define como coeficiente de segurança. A referida norma indica:

$$F_d = \gamma_f * F_{rep} \quad (4.7)$$

$$F_{rep} = \Psi * F_k \quad (4.8)$$

Sendo na equação anterior:

$F_k$  – Valor representativo da carga variável;

$\gamma_f$  – Coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção à possibilidade de desvios desfavoráveis do valor da ação em relação aos seus valores característicos ou valores nominais;

$\Psi$  – Coeficiente igual a 1,00 ou  $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ .

De seguida o referido documento faz alusão a outro coeficiente, que é tido em conta no cálculo dos efeitos das ações. Passa-se a enunciar a equação exposta no documento:

$$E_d = \gamma_{sd} * E\{\gamma_{f,i} * F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \quad (4.9)$$

Sendo na equação anterior:

$a_d$  – Valor de cálculo das grandezas geométricas (ver 6.3.4 NP EN 1990, 2009);

$\gamma_{sd}$  – Coeficiente parcial que tem em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações e, em certos casos, na modelação das próprias ações.

Chega-se assim a uma primeira expressão para o valor dos coeficientes parciais de segurança para ações variáveis:

$$\gamma_F = \gamma_{sd} * \gamma_f \quad (4.10)$$

Mas, como já referido neste trabalho, para estabelecer coeficientes de segurança para ações em uma reavaliação de segurança é necessário relacionar os tempos de vida útil. O coeficiente de segurança definido no Eurocódigo 0 é relativo a um período de vida útil de 50 anos. De forma a definir um novo coeficiente parcial de segurança é necessário introduzir mais uma parcela à expressão anterior. Essa parcela tem de, obrigatoriamente, relacionar os valores característicos de uma dada ação para os diferentes períodos de vida útil e/ou diferentes níveis de risco.

Começa-se então por definir  $T_A$  e  $T_B$ , sendo o primeiro por norma igual a 50 anos pois corresponde ao período de vida útil associado ao dimensionamento da estrutura.  $T_B$  corresponde, assim, ao período de vida útil remanescente da estrutura quando se faz a avaliação da segurança.

De referir que  $T_B$  pode também assumir o valor de 50 anos, ou seja, a estrutura pode já ter, por exemplo, 20 anos e a decisão do dono de obra pode não ser garantir a segurança para os 30 anos seguintes mas sim para os 50 anos vindouros. Neste caso o novo coeficiente a introduzir assume um valor unitário, não interferindo no valor final do coeficiente parcial de segurança.

Se se aplicar a Hipótese da Estacionaridade que diz que a ocorrência de um acontecimento relativo a uma dada variável é independente do tempo, chega-se à conclusão que a probabilidade de ocorrência de um acontecimento é a mesma para um período de vida útil  $T_A$  e  $T_B$ , o que faz com que se possa escrever a relação entre as funções de distribuição para os dois períodos de vida útil da seguinte forma:

$$F_{TB}(x) = F_{TA}(x)^{T_B/T_A} \quad (4.11)$$

Em que:

$F_{TB}(x)$  – Função de distribuição para o período de vida útil  $T_B$ ;

$F_{TA}(x)$  – Função de distribuição para o período de vida útil  $T_A$ ;

Antes de se desenvolver os termos que compõem o coeficiente parcial de segurança para uma determinada ação escreve-se a expressão para que fiquem desde já definidos os respetivos termos.

$$\gamma_{FB} = \gamma_{sd} * \gamma_{fB} * \gamma_{tB} \quad (4.12)$$

Sendo nesta equação:

$\gamma_{FB}(x)$  – coeficiente parcial de segurança para uma determinada ação e para um período de vida útil  $T_B$ ;

$\gamma_{sd}(x)$  – coeficiente parcial que tem em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações e, em certos casos, na modelação das próprias ações;

$\gamma_{fB}(x)$  – coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção à possibilidade de desvios desfavoráveis do valor da ação em relação aos seus valores característicos ou nominais para o período de vida útil  $T_B$ ;

$\gamma_{tB}(x)$  – coeficiente parcial que relaciona os valores característicos de uma dada ação para os Períodos de Vida Útil  $T_B$  e  $T_A$ ;

#### 4.2.1. DEDUÇÃO DOS TERMOS DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA

Neste ponto desenvolve-se os termos que fazem parte do cálculo final do coeficiente parcial de segurança.

A primeira expressão que importa mencionar e que servirá de base nesta dedução é, como já referido anteriormente, a que relaciona os valores característicos para os diferentes tempos de vida útil:

$$x_{kB} = \gamma_{tB} * x_{kA} \quad (4.13)$$

Passando para os coeficientes que compõem o coeficiente parcial de segurança final, pode-se começar pelo coeficiente  $\gamma_{fB}$  que, como já referido, relaciona os desvios entre o valor característico ou nominal da ação e os valores que esta pode assumir ao longo do tempo. Como tal, pode-se escrever da seguinte forma:

$$\gamma_{fB} = \frac{x_{dB}}{x_{kB}} \Leftrightarrow x_{dB} = \gamma_{fB} * x_{kB} \quad (4.14)$$

Impondo a relação entre os valores característicos devido aos diferentes períodos de vida útil conclui-se que:

$$x_{dB} = \gamma_{fB} * \gamma_{tB} * x_{kA} \quad (4.15)$$

Em relação ao coeficiente  $\gamma_{sd}$ , que procura introduzir as incertezas na modelação e nas próprias ações, pode ser escrito da seguinte forma:

$$\gamma_{sdB} = \frac{x_{sdB}}{x_{dB}} \Leftrightarrow x_{sdB} = \gamma_{sdB} * x_{dB} \quad (4.16)$$

Recorrendo à equação 4.15 chega-se a:

$$x_{sdB} = \gamma_{sdB} * \gamma_{fB} * \gamma_{tB} * x_{kA} \quad (4.17)$$

Na equação 4.6 é mostrada a equação que permite obter o valor característico de uma determinada ação segundo a distribuição de Gumbel. Com recurso a essa expressão é possível encontrar o valor dos termos que compõem o coeficiente parcial de segurança final pois estes são relações entre valores que seguem esta distribuição.

Deste modo:

$$\gamma_{fB} = \frac{x_{dB}}{x_{kB}} = \frac{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(\gamma_{fB}x_{kB})))]}{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kB})))]} \quad (4.18)$$

E ainda:

$$\gamma_{tB} = \frac{x_{kB}}{x_{kA}} = \frac{1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kB}))) \right]}{1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \right]} \quad (4.19)$$

Podendo-se escrever que:

$$F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/T_A} \quad (4.20)$$

$$F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B} \quad (4.21)$$

Para a determinação de  $F(\gamma_{fB}x_{kB})$  já é necessário mais algum esforço de cálculo, podendo ser determinado da seguinte forma:

$$F(\gamma_{fB}x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB}x_{kB})^{1/T_B} \quad (4.22)$$

De forma análoga, é possível obter o correspondente valor da função de distribuição anual  $F(\gamma_{fA}x_{kA})$ :

$$F(\gamma_{fA}x_{kA}) = F_{TA}(\gamma_{fA}x_{kA})^{1/T_A} \Leftrightarrow F(\gamma_{fA}x_{kA})^{T_A} = F_{TA}(\gamma_{fA}x_{kA}) \quad (4.23)$$

Atribuindo agora o mesmo valor para as funções distribuição de probabilidade, ou seja, admitindo que  $F(\gamma_{fA}x_{kA}) = F(\gamma_{fB}x_{kB})$  é possível escrever:

$$F(\gamma_{fB}x_{kB}) = F_{TB}(\gamma_{fB}x_{kB})^{1/T_B} = F_{TA}(\gamma_{fA}x_{kA})^{1/T_A} = F(\gamma_{fA}x_{kA})^{T_A/T_B} \quad (4.24)$$

O valor da função distribuição probabilidade relativo ao valor de cálculo de uma dada ação,  $F_{TA}(\gamma_{fA}x_{kA})$ , pode ser obtido reorganizando a equação, só que associado ao período de vida útil  $T_A$ , da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \gamma_{fA} &= \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(\gamma_{fA}x_{kA}))) \right]}{1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \right]} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \gamma_{fA} * \left( 1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \right] \right) = 1,2825 - V \left[ 0,57722 + \ln(-\ln(F(\gamma_{fA}x_{kA}))) \right] \\ &\Leftrightarrow V \cdot \ln(-\ln(F(\gamma_{fA}x_{kA}))) = 1,2825 \cdot (1 - \gamma_{fA}) - 0,57722 \cdot V \cdot (1 - \gamma_{fA}) + \gamma_{fA} \cdot V \cdot \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \\ &\Leftrightarrow \ln(-\ln(F(\gamma_{fA}x_{kA}))) = \frac{1,2825}{V} \cdot (1 - \gamma_{fA}) - 0,57722 \cdot (1 - \gamma_{fA}) + \gamma_{fA} \cdot \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \\ &\Leftrightarrow F(\gamma_{fA}x_{kA}) = \exp \left[ -\exp \left[ (1 - \gamma_{fA}) \cdot \left( \frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \right] \right] \end{aligned} \quad (4.25)$$

Para uma correta definição de  $F(\gamma_{fA}x_{kA})$  fica em falta a determinação do valor de  $\gamma_{fA}$ . Este termo pode ser definido através da seguinte dedução:

$$\gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{sdA}}{\gamma_{sd} x_{kA}} = \frac{x_{sdA}}{1,1 \cdot x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36 \quad (4.26)$$

Importa referir que o valor de  $x_{sdA}$  se encontra associado a um período de vida útil igual a 50 anos.

O valor utilizado nesta dedução para  $\gamma_{sd}$  de 1,1 encontra-se compreendido no intervalo proposto por alguns autores para este coeficiente. Calgaro (1996) defende um intervalo para este coeficiente entre 1,07 e 1,15, no Eurocódigo 0 é referido afirma que deve estar entre 1,05 e 1,15, intervalo que é corroborado por Holický et al (2013) que exemplifica a aplicação dos extremos do intervalo. Neste último documento é referido que o valor de 1,05 deve ser usado, por exemplo, para introduzir a incerteza na análise da capacidade resistente à flexão de uma viga de aço e o valor 1,15 pode ser usado para abranger as incertezas da capacidade resistente de uma ligação soldada.

Fica, assim, por definir dois termos determinantes neste processo, o coeficiente de variação das ações (V) e  $F_{TA}(x_{kA})$  bem como  $F_{TB}(x_{kB})$ .

Em relação ao coeficiente de variação da ação, Calgaro (1996) propõe os valores a expor no Quadro 7:

Quadro 7 Coeficientes de variação relativo à natureza da ação (Calgaro, 1996)

Sobrecargas Rodoviárias	V = 0,1
Vento e Neve	V = 0,2
Sobrecargas de Edifícios em geral	V = 0,4
Sismo	V = 0,7
Sobrecargas de Edifícios Industriais	V = 0,8

Para definir os valores de  $F_{TA}(x_{kA})$  bem como  $F_{TB}(x_{kB})$  é necessário um tratamento probabilístico das ações e dos valores que podem assumir num determinado período de tempo. Na próxima secção define-se estes valores de forma explícita.

#### 4.2.1.1. PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE UMA AÇÃO NO PERÍODO DE UM ANO

O valor característico de uma dada ação pode ser definido com base em métodos estatísticos e, como tal, é definido de forma que durante o período de vida útil da estrutura não se ultrapasse uma certa probabilidade de ocorrência para um período de referência, no caso um ano. Tendo em conta isto, pode-se definir:

$$P(X > x_k) = 1 - P(X \leq x_k) \Leftrightarrow P(X > x_k) = 1 - F(x_k) \quad (4.27)$$

Sendo na equação anterior:

- $P(X > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, para um dado período de referência;
- $P(X \leq x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento não ser ultrapassado, para um dado período de referência;
- $F(x_k)$  - Função de distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação, para um dado período de referência.

É fundamental correlacionar a probabilidade associada ao período de referência de um ano com o período de vida útil da estrutura, sendo este de 50 anos. É possível admitir que a função distribuição de probabilidade anual corresponde à igualdade:

$$F(x_k) = P(X_1 \leq x_k) \quad (4.28)$$

Se se considerar que a probabilidade de ocorrência nos vários períodos de referência de um ano é independente ao longo do período de vida útil, e que este é de 50 anos, pode se escrever a probabilidade de ocorrência durante esse período da seguinte forma:

$$\begin{aligned} F_{TA}(x_k) &= P(X_1 \leq x_k \cap X_2 \leq x_k \dots X_{49} \leq x_k \cap X_{50} \leq x_k) \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow F_{TA}(x_k) = P(X_1 \leq x_k) \cdot P(X_2 \leq x_k) \dots P(X_{49} \leq x_k) \cdot P(X_{50} \leq x_k) \end{aligned} \quad (4.29)$$

Considerando, ainda, que a probabilidade de ocorrência é igual para os períodos de referência que se incluem no período de vida útil tem-se:

$$F_{TA}(x_k) = P(X_1 \leq x_k)^{50} \quad (4.30)$$

Poder-se-ia fazer igual dedução para o período de vida útil  $T_B$  podendo-se, assim, afirmar que:

$$F_{TA}(x_k) = F_{TB}(x_k) = P(X_1 \leq x_k)^{50} \quad (4.31)$$

Com recurso à expressão 4.27 é possível definir o valor correspondente à função de distribuição de probabilidade associada ao valor característico das ações, através do período de retorno ou ainda por intermédio da probabilidade dos valores característicos serem ultrapassados. A função de distribuição de probabilidade para os diferentes períodos de vida útil,  $T_A$  e  $T_B$ , pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_{TA}(x_k) = F_{TB}(x_k) = (1 - P(X_1 \geq x_k))^{50} \quad (4.32)$$

Antes de passar para o cálculo dos valores das funções de distribuição de probabilidade convém introduzir o conceito de período de retorno, que será utilizado no cálculo dessas funções.

O período de retorno,  $T_y$ , corresponde ao período de tempo para o qual se espera que um dado acontecimento volte a ser presenciado ou até ultrapassado. Associado a este está um período de referência,  $\tau$ , no qual se procede à determinação da probabilidade desse acontecimento acontecer. Assim, o período de retorno pode ser caracterizado como o inverso da probabilidade de um dado acontecimento voltar a acontecer, de forma analítica este pode ser representado pela expressão que se segue:

$$T_y = \frac{\tau}{P(X_\tau > x)} \quad (4.33)$$

Em que:

- $T_y$  - Período de Retorno;
- $\tau$  - Período de referência;
- $P(X_\tau > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência  $\tau$

O Eurocódigo 0 sugere que se utilize um período de retorno de 50 anos para determinação dos valores característicos correspondentes às ações climáticas. Esta ideia é defendida também por Calgaro (1996) afirmando que a maioria das sobrecargas dos edifícios é determinada para esse período de tempo.

Considerando o período de referência de 1 ano e o período de retorno de 50 anos conclui-se que a probabilidade de o valor característico ser ultrapassado é de  $1/50=0,02$ . Outra conclusão é que a probabilidade de esse acontecimento não ser ultrapassado é dada por:

$$P(X_1 > x) = 0,02 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,02 = 0,98$$

Desta forma, o valor referente à função distribuição de probabilidade associada a ações climáticas ou sobrecargas para edifícios em geral, para um período de vida útil  $T_B$ , pode ser obtido da seguinte forma:

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,98^{50} = 0,36417 \approx 0,364$$

Com recurso ao Eurocódigo 8 (NP EN 1998 1-1, 2009), pode-se obter os valores dos períodos de retorno para ações sísmicas ou sobrecargas em pontes rodoviárias. Consta no referido documento que para um período de referência de 50 anos encontra-se associada uma probabilidade de excedência de 10%, ou a um período de retorno de 475 anos se for usada a expressão 4.33. Assim sendo, o valor correspondente à função distribuição de probabilidade relativo a sismos pode ser obtido da seguinte forma:

$$F_{TB}(x_{kB}) = 1 - P(X_1 \leq x_k \cap X_2 \leq x_k \dots X_{49} \leq x_k \cap X_{50} \leq x_k) = 1 - 0,1 = 0,9$$

Ou, usando o período de retorno:

$$P(X_1 > x) = \frac{1}{475} = 0,0021 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,0021 = 0,9979$$

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,9979^{50} = 0,9$$

Em relação às sobrecargas em pontes rodoviárias, o período de retorno considerado é de 1000 anos. Para este tipo de sobrecarga a probabilidade anual do valor característico para uma dada ação ser ultrapassada assume o valor de  $1/1000=0,001$ . Obtém-se, assim, o valor correspondente à função distribuição de probabilidade para sobrecargas em pontes rodoviárias:

$$P(X_1 > x) = 0,001 \Leftrightarrow P(X_1 \leq x) = 1 - P(X_1 > x) = 1 - 0,001 = 0,999$$

$$F_{TB}(x_{kB}) = P(X_1 \leq x)^{50} = 0,999^{50} = 0,9512 \approx 0,95$$

De notar, para finalizar, que estes valores são propostos nos códigos, o que não significa que não possam ser alterados tendo em conta algumas situações específicas.

Importa ainda deixar clara a relação direta que existe entre o período de retorno pretendido para uma ação com  $F_{TB}(x_{kB})$ :

$$T_y = \frac{1}{P(X_1 > x)} \Leftrightarrow T_y = \frac{1}{1 - F(x_{kB})} \Leftrightarrow T_y = \frac{1}{1 - F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B}} \quad (4.33)$$

Sendo na equação:

$T_y$  - Período de Retorno;

$P(X_1 > x)$  - Probabilidade de um dado acontecimento ser ultrapassado, no período de referência de 1 ano;

$F(x_{kB})$  - Função distribuição de probabilidade anual do valor característico de uma dada ação;

- $F_{TB}(x_{kB})$  - Função distribuição de probabilidade do valor característico de uma dada ação para um dado Período de Vida Útil  $T_B$ ;
- $T_B$  - Período de vida útil  $T_B$ ;

### 4.3. OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DOS MATERIAIS

Apresentada a metodologia para encontrar os coeficientes parciais de segurança das ações, variáveis e permanentes, resta agora explicitar a metodologia para encontrar os valores de cálculo das resistências de cada material que pode compor a estrutura.

Esta metodologia baseia-se, também, na procura de um coeficiente parcial de segurança a aplicar ao valor característico da resistência do respetivo material. Como para as ações, o coeficiente parcial de segurança é resultado da multiplicação de dois outros coeficientes:

$$\gamma_M = \gamma_{sd} * \gamma_m \quad (4.34)$$

Sendo nesta equação:

- $\gamma_M$  – coeficiente Parcial de Segurança para uma determinada resistência de um determinado material constituinte da estrutura;
- $\gamma_{sd}$  – coeficiente parcial que tem em conta as incertezas relativas aos ensaios e aos resultados destes;
- $\gamma_m$  – coeficiente parcial que relaciona os valores característicos das resistências com os valores de cálculo;

Os ensaios a realizar na estrutura estão expostos na secção 2.1.2 do presente trabalho.

#### 4.3.1. CÁLCULO DOS VALORES CARACTERÍSTICOS DA RESISTÊNCIA

De forma a encontrar a resistência de cálculo de um dado material é primeiro necessário obter o valor característico dessa mesma resistência.

Segundo a metodologia apresentada o valor característico da resistência tem interferência direta no cálculo do coeficiente parcial de segurança. O valor característico da resistência é, após obtenção do coeficiente parcial de segurança, dividido por esse coeficiente para se obter o correspondente valor de cálculo.

Holický et al (2013) define uma metodologia para a obtenção dos valores característicos das resistências dos materiais que constituem a estrutura.

Segundo os autores, os valores característicos derivam de testes, como já referido. Deve se considerar na análise dos resultados:

- A dispersão dos resultados
- A incerteza estatística baseada no número de testes realizados
- Um conhecimento estatístico *a priori*



E pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$X_k = m_x(1 - k_n V_x) \quad (4.35)$$

Onde:

- $X_k$  - valor característico da resistência do material;
- $m_x$  - média dos resultados dos ensaios;
- $V_x$  - coeficiente de variação dos resultados dos ensaios.
- $k_n$  - coeficiente que é determinado com base no número de medições para  $V_x$  conhecidos ou desconhecidos.

Os coeficientes  $k_n$  são propostos pelos autores como se demonstra no Quadro 8:

Quadro 8 Valores de  $k_n$  em relação ao número de ensaios realizados (Holický et al, 2013)

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_x$ conhecido	2,31	2,01	1,89	1,83	1,8	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$V_x$ desconhecido			3,37	2,63	2,33	2,18	2	1,92	1,76	1,73	1,64

$V_x$  pode ser considerado como desconhecido na maioria dos casos. Isto significa que não é fornecido ao projetista através de testes previamente efetuados em situações semelhantes. O valor do coeficiente de variação é obtido através dos resultados dos testes efetuados na estrutura a reforçar.

O coeficiente de variação calcula-se com recurso à seguinte expressão:

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (4.36)$$

Onde:

- $m_x$  - média dos resultados dos ensaios;
- $s_x$  - desvio padrão dos resultados dos ensaios, expresso por  $s_x = \sqrt{s_x^2}$ ;
- $s_x^2$  - variância os resultados dos ensaios, expressa por  $s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2$ .
- $x_i$  - valor de uma medição individual.

#### 4.3.2. CÁLCULO DOS VALORES DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA

O procedimento proposto neste ponto visa determinar a resistência de cálculo diretamente dos resultados dos ensaios, tendo em conta o nível de segurança previamente fixado, geralmente através do índice de fiabilidade alvo.

No documento de Holický et al (2013) define-se uma metodologia para a obtenção dos valores de cálculo das resistências dos materiais que constituem a estrutura existente.

Na secção anterior definiu-se o valor característico da resistência com recurso a resultados de ensaios. Se o número de ensaios for elevado ou se se seguir meramente os conceitos estatísticos, a expressão do ponto anterior escreve-se:

$$X_k = m_x + u_{0.05} * V_x \quad (4.37)$$

Onde:

$u_{0.05}$  - Percentil de 5% de uma variável aleatória normalizada que tenha a mesma distribuição que a resistência do material;

Transpondo para os valores de cálculo, o  $u_{0.05}$  pode passar a  $u_p$ , sendo  $u_p$  o percentil de  $p\%$  de uma variável aleatória normalizada que tenha a mesma distribuição que a resistência do material. Resta, então, definir o valor de  $p$ .

A forma como se obtém  $p$  é semelhante à forma de obter  $p_f$ , demonstrada na secção 2.2.4.4. da presente dissertação, mas com a ligeira diferença de se aplicar um coeficiente de 0.8 ao Índice de Fiabilidade (Holický et al, 2013).

Pode-se assim escrever  $p$  da seguinte forma:

$$p = \phi(-0.8 * \beta) \quad (4.38)$$

Sendo:

$\phi$  - Distribuição normal normalizada;

$\beta$  - Índice de fiabilidade;

Desta forma, pode-se obter o valor da resistência de cálculo seguindo a expressão:

$$X_d = m_x + u_p * V_x \quad (4.39)$$

#### 4.3.3. OBTENÇÃO DO COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURANÇA

É possível, assim, obter um valor do coeficiente de segurança que está implícito nesta metodologia através da razão entre o valor característico calculado segundo a secção anterior e o valor de cálculo obtido por meio da metodologia proposta nesta secção.

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} \quad (4.40)$$

Multiplicando este coeficiente pelo coeficiente que introduz os erros nos ensaios ou na modelação, que pode variar entre 1,05 e 1.15, tem-se o coeficiente parcial de segurança final:

$$\gamma_M = \gamma_{sd} * \gamma_m \quad (4.41)$$

O valor da resistência de cálculo da resistência é, assim, obtido da seguinte forma:

$$R_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.42)$$

#### 4.4. RESUMO DA METODOLOGIA PARA APLICAÇÃO

Serve a presente secção para resumir de forma mais objetiva a metodologia proposta para que possa ser aplicada de forma mais simples. De notar que as definições de alguns termos expostos nesta secção não se encontram presentes pois já foram expostas nas secções anteriores do presente capítulo.

#### 4.4.1. AÇÕES PERMANENTES

Os valores das ações permanentes podem ser medidos na estrutura ou estimados. Considera-se, assim, que o valor característico é coincidente com a média dos resultados e que o coeficiente parcial de segurança resulta da seguinte expressão:

$$\gamma_G = (1 + 0,7 * \beta * V_G) \quad (4.43)$$

Sendo na equação:

- $\gamma_G$  - Coeficiente parcial de segurança para ações permanentes;  
 $\beta$  - Índice de fiabilidade (a definir pelo dono de obra ou pelos códigos);  
 $V_G$  - Coeficiente de variação dos resultados dos ensaios.

No caso de existir alteração do tempo de vida útil da estrutura, este coeficiente parcial de segurança deve ser multiplicado pelo coeficiente que relaciona os desvios entre os valores associados aos diferentes tempos de vida útil.

Logo:

$$\gamma_{G_{Final}} = (1 + 0,7 * \beta * V_G) * \gamma_{tB}(x) \quad (4.44)$$

#### 4.4.2. AÇÕES VARIÁVEIS

No caso das ações variáveis é importante definir bem a natureza da ação pois este fator tem influência direta nos valores de cálculo obtidos nesta metodologia.

Importante também manter presente que  $T_A$  refere-se ao tempo de vida útil da estrutura para a situação de dimensionamento (por norma igual a 50 anos) e que  $T_B$  é referente ao tempo de vida útil para a estrutura pós-reavaliação.

Começa-se por definir a natureza da ação de forma a definir os valores de  $T_A$  e de  $T_B$   $F_{TA}(x_{kA})$  e  $F_{TB}(x_{kB})$  (Quadro 9).

Quadro 9 Valor de  $F_{TA}(x_{kA})$  e  $F_{TB}(x_{kB})$

Natureza da ação	Valor de $F_{TA}(x_{kA})$ e $F_{TB}(x_{kB})$
Sobrecargas em Edifícios	0.364
Sismos	0.9
Sobrecargas em Pontes Rodoviárias	0.95

Definida a natureza da ação é também possível obter o coeficiente de variação expectável da ação (Quadro 10):

Quadro 10 Coeficientes de variação relativo à natureza da ação (Calgaro, 1996)

Natureza da ação	V (Coeficiente de Variação)
Sobrecargas Rodoviárias	0.1
Vento e Neve	0.2
Edifícios correntes	0.4
Sismos	0.7
Edifícios Industriais	0.8

Após se definir os quatros parâmetros, terá que se definir  $F(x_{kA})$  e  $F(x_{kB})$ , da seguinte forma:

$$F(x_{kA}) = F_{TA}(x_{kA})^{1/T_A} \quad (4.45)$$

$$F(x_{kB}) = F_{TB}(x_{kB})^{1/T_B} \quad (4.46)$$

Sabendo que o valor do coeficiente parcial de segurança é obtido da seguinte forma:

$$\gamma_{FB} = \gamma_{Sd} * \gamma_{fB} * \gamma_{tB} \quad (4.47)$$

Falta saber  $\gamma_{Sd}$ ,  $\gamma_{fB}$ , e  $\gamma_{tB}$ , que podem ser calculados segundo as seguintes expressões:

$$\gamma_{Sd} = 1,05 \text{ a } 1,15 \quad (4.48)$$

$$\gamma_{fB} = \frac{x_{dB}}{x_{kB}} = \frac{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(\gamma_{fB}x_{kB})))]}{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kB})))]} \quad (4.49)$$

$$\gamma_{tB} = \frac{x_{kB}}{x_{kA}} = \frac{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kB})))]}{1,2825 - V[0,57722 + \ln(-\ln(F(x_{kA})))]} \quad (4.50)$$

Sendo que:

$$F(\gamma_{fB}x_{kB}) = F(\gamma_{fA}x_{kA})^{T_A/T_B} \quad (4.51)$$

$$F(\gamma_{fA}x_{kA}) = \exp \left[ -\exp \left[ (1 - \gamma_{fA}) \cdot \left( \frac{1,2825}{V} - 0,57722 \right) + \gamma_{fA} \cdot \ln(-\ln(F(x_{kA}))) \right] \right] \quad (4.52)$$

$$\gamma_{fA} = \frac{x_{dA}}{x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{\gamma_{Sd}x_{kA}} = \frac{x_{SdA}}{1,1x_{kA}} = \frac{1,5}{1,1} = 1,363636 \approx 1,36 \quad (4.53)$$

Embora todas estas expressões possam dar a ideia que perderá bastante tempo no cálculo de vários coeficientes parciais de segurança para ações variáveis de diferentes naturezas, a verdade é que após programação de uma folha de cálculo só é necessário alterar alguns parâmetros como  $T_A$  (que por norma é fixo em 50 anos),  $T_B$ ,  $V$ ,  $F_{TA}(x_{kA})$  que será igual a  $F_{TB}(x_{kB})$  pois apesar da diferença de tempos de vida útil, a natureza da ação terá que ser a mesma.

#### 4.4.3. RESISTÊNCIA DO MATERIAL

Em relação ao valor de cálculo da resistência dos materiais este é obtido com recurso a testes efetuados na estrutura. Os valores característicos e de cálculo da resistência podem ser definidos como:

$$X_k = m_x(1 - k_n V_x) \quad (4.54)$$

$$X_d = m_x + u_p * \sigma_x \quad (4.55)$$

Onde:

- $k_n$  - coeficiente que faz a correção introduza pela incerteza face ao número de resultados.
- $V_x$  - coeficiente de variação dos resultados dos ensaios.
- $m_x$  - média dos resultados dos ensaios;
- $u_p$  - percentil de  $p\%$  de uma variável aleatória normalizada que tenha a mesma distribuição que a resistência do material;
- $\sigma_x$  - desvio padrão dos resultados dos ensaios.

O valor de  $p$ , que obtém-se da seguinte forma:

$$p = \phi(-0.8 * \beta) \quad (4.56)$$

Sendo na equação:

- $\phi$  - Distribuição normal normalizada;
- $\beta$  - Índice de fiabilidade;

Assim, é possível calcular o coeficiente de segurança relativo às diferenças entre os valores característicos e os de cálculo:

$$\gamma_m = \frac{X_k}{X_d} \quad (4.57)$$

Introduzindo as incertezas relativas aos ensaios e às modelações:

$$\gamma_M = \gamma_{sd} * \gamma_m \quad (4.58)$$

O valor da resistência de cálculo da resistência é, assim, obtido da seguinte forma:

$$R_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.59)$$

#### 4.4.4. CÁLCULO ESTRUTURAL

Após a definição dos coeficientes parciais de segurança a utilizar cabe ao engenheiro reavaliador efetuar o cálculo estrutural e proceder às verificações necessárias.

A metodologia de análise estrutural a usar é também definido pelo engenheiro, podendo optar por:

- Análise não-linear;
- Análise linear elástica;
- Análise linear elástica com redistribuição;
- Análise plástica.

As limitações de cada método estão inerentes ao grau de conservação da estrutura e à sua capacidade de redistribuir esforços.

#### 4.4.4.1. Programa “Secção”

Para a análise das secções transversais a reforçar utiliza-se um programa de cálculo automático denominado por “Secção” (Henriques, 2002).

Este programa destina-se à análise à rotura de secções de betão armado sujeitas à flexão tendo em conta o comportamento não linear do aço e do betão. O programa permite traçar a resposta da secção desde o estado de repouso até ao colapso.

O traçado da resposta da secção é definido, para uma força axial previamente fixada, pela relação entre os momentos flectores e a curvatura. O procedimento adotado é baseado numa técnica incremental e iterativa.

Tendo em conta que o programa define as secções mistas de betão e aço por camadas, é possível introduzir características diferentes materiais e associá-las a diferentes camadas. Este aspeto é útil para o estudo do comportamento de uma estrutura reforçada.

Para tal, foi efetuada uma alteração do código do programa para que fosse possível existir camadas inativas, tanto de betão como de aço, antes do reforço, passando a estar ativas quando a secção atingisse uma determinada condição (associada ao reforço da secção). Essas camadas inativas correspondem aos materiais de reforço.

Considerou-se que o reforço da estrutura dar-se-á quando está sujeitas a cargas associadas à combinação quase-permanente de ações.

O programa permite calcular a curvatura já existente na secção quando se introduz o reforço e qual a resistência e deformação máxima que a secção reforçada permite.

O facto de ser possível obter as tensões ao longo da secção transversal para cada incremento de curvatura pode ser útil para verificações na ligação do reforço ao elemento estrutural existente.

# 5

## EXEMPLO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

Após exposição da metodologia para avaliar a segurança de uma estrutura existente procede-se, neste capítulo, a uma aplicação desta metodologia a um exemplo de aplicação simples.

Procura-se um exemplo relativamente simples, para que se possam dimensionar os elementos estruturais resistentes, considerar diversos cenários e avaliar a segurança da estrutura de forma que seja clara a aplicação da metodologia.

### 5.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura a abordar é uma estrutura porticada com uma laje unidirecional de 5m de vão e 6m de desenvolvimento longitudinal. A altura dos pilares é de 4m e as vigas onde as lajes descarregam apresentam um comprimento longitudinal de 6m, valor igual ao da laje. A estrutura apresenta dois pisos, sendo a laje do piso superior a laje de cobertura. O betão a utilizar é da classe C25/30 e o aço da classe A500. A estrutura a dimensionar será semelhante à da figura 24.

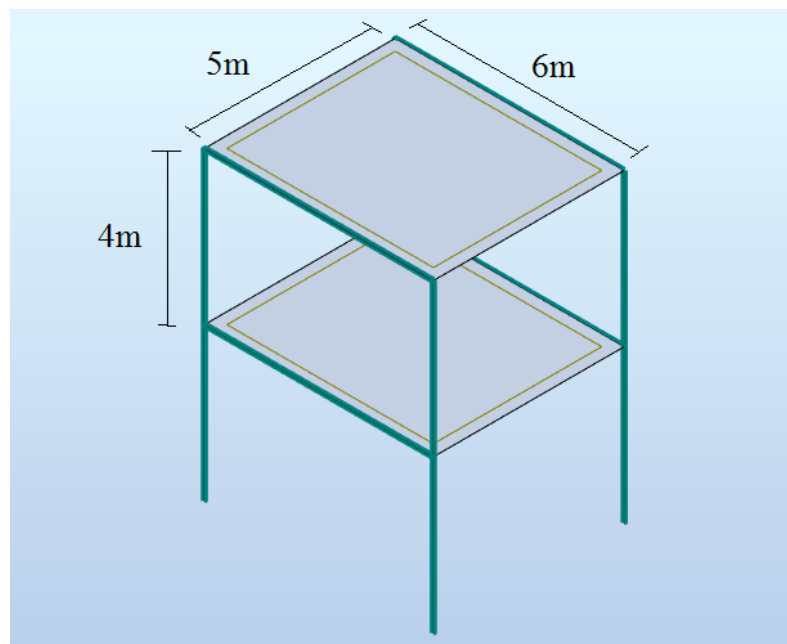


Fig. 24 Representação esquemática do modelo teórico abordado

A estrutura será utilizada para fins residenciais e apresentará as ações definidas nos atuais códigos de dimensionamento.

## 5.2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA NOVA

No dimensionamento da estrutura os coeficientes parciais de segurança a utilizar tanto relativos a ações como a resistências serão os preconizados no Eurocódigo 0, pois é o código utilizado no país para o dimensionamento de estruturas de betão armado.

### 5.2.1. AÇÕES A CONSIDERAR

No Quadro 11 expõe-se as ações a considerar no dimensionamento com recurso ao Eurocódigo 0 (NP EN 1990, 2009).

Quadro 11 Ações a considerar no dimensionamento

Elementos onde são aplicadas as cargas	Cargas permanentes ( $g_k$ )	Cargas variáveis ( $q_k$ )
Laje 1º Piso	PP da laje + 2,5 kN/m <sup>2</sup> (paredes divisórias)	2 kN/m <sup>2</sup>
Laje 2º Piso	2 kN/m <sup>2</sup> (PP da laje + revestimentos)	2 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	PP + 3 kN/m <sup>2</sup> de área de parede exterior (parede dupla de tijolo de 11 e 15) (Grupo de B.A. e P.E., 2016)	-

### 5.2.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO PISO 1

#### 5.2.2.1. Pré-dimensionamento

De forma a dimensionar a armadura a colocar na laje do piso 1 da estrutura idealizada é necessário antes definir a sua espessura. Para tal, recorre-se ao quadro 7.4N do Eurocódigo 2 onde se encontra que para que uma laje simplesmente apoiada armada numa direção cumpra as exigências relativas à deformação deve apresentar:

$$l/d \leq 20 \quad (5.1)$$

Este valor pode ainda ser corrigido pelos coeficientes  $k_T$ ,  $k_L$  e  $k_{\sigma_s}$ . O coeficiente  $k_T$  é relativo a secções em T logo neste caso não se aplica, tomando por isso um valor unitário. O coeficiente  $k_L$  só se aplica a lajes com vãos superiores a 7m, logo neste caso toma também valor unitário. Por fim o coeficiente  $k_{\sigma_s}$  diz respeito à relação que existe entre a armadura presente no elemento e aquela que seria estritamente necessária para o estado limite último. Visto que ainda não se dimensionou qualquer armadura o valor de  $k_{\sigma_s}$  tem que ser arbitrado. Decide-se optar por um valor de 1,25 para este coeficiente, o que implica que quando dimensionar a armadura, dever-se-á verificar depois que na secção de meio vão a tensão na armadura não deverá ultrapassar  $310/1,25 = 248$  MPa (NP EN1990, 2009), quando a laje se encontra submetida à combinação quase permanente de ações. Em alternativa, o Eurocódigo 2 estabelece que de forma simplificada esta condição pode ser verificada se for colocada



25% de armadura adicional àquela que resulta do cálculo efetuado considerando a segurança ao estado limite último de resistência.

Definidos os coeficientes referidos pode-se calcular a espessura da laje:

$$l/d \leq (l/d)^* * k_{\sigma_s} * k_T * k_L \Leftrightarrow l/d \leq 20 * 1,25 \Leftrightarrow l/d \leq 25 \Leftrightarrow d \geq 0,2 \quad (5.2)$$

Podendo-se considerar, simplificadamente, que a altura útil,  $d$ , da laje é 0,05m inferior à sua espessura é possível definir a seguinte espessura para a laje:

$$d \geq 0,2 \Rightarrow e = 0,25m$$

#### 5.2.2.2. Esforços na laje

Após o pré-dimensionamento da laje já se tem informação suficiente para quantificar todas as ações presentes no elemento. A seguir definem-se as ações, tanto permanentes como variáveis, presentes no elemento bem como o valor de cálculo da ação total.

$$g_k = 25 * 0,25 + 2,5 = 8,75 \text{ kN/m}^2 \quad (5.3)$$

$$q_k = 2 \text{ kN/m}^2 \quad (5.4)$$

$$p_{Ed} = 8,75 * 1,35 + 2 * 1,5 = 14,8125 \text{ kN/m}^2 \quad (5.5)$$

Obtida a carga de dimensionamento da laje e admitindo que está simplesmente apoiada nas vigas, calcula-se o valor de cálculo do momento fletor:

$$\frac{M_{Ed}}{m} = \frac{14,8125 * 5^2}{8} = 46,3 \text{ kN.m} \quad (5.6)$$

#### 5.2.2.3. Cálculo da armadura da laje

Para o cálculo da armadura da laje opta-se por abordar o problema considerando os seguintes pressupostos:

- Dimensionamento efetuado para 1m de largura do elemento resistente laje;
- Equilíbrio de forças e de momentos na secção transversal.

Recorrendo às equações de equilíbrio:

$$\begin{aligned} & \left\{ \begin{array}{l} \sum F_x = 0 \\ \sum M_{A_s} = 0 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_c = F_s \\ F_c * z = M_{Ed} \end{array} \right. \\ & \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,81 * x * 1 * 16667 = A_s * 435000 \\ 0,81 * x * 1 * 16667 * (0,20 - 0,416 * x) = 46,3 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} x = 0,0178m \\ A_s = 5,53 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

Tendo-se assumido anteriormente no cálculo da espessura da laje que o valor armadura de dimensionamento seria igual ao da armadura necessária para garantir segurança em relação o estado limite último acrescido de 25%, o valor da armadura de dimensionamento é:

$$A_{s_{dim}} = A_{s_{ELU}} * 1,25 = 5,5265 * 1,25 = 6,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 10 // 0,10 \text{ m}$$

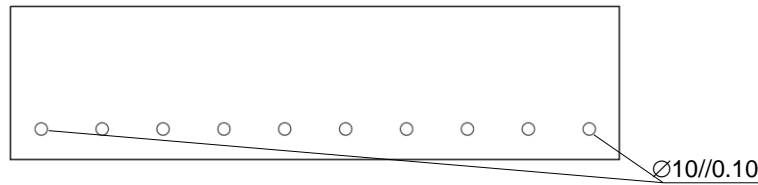


Fig. 25 Secção da laje dimensionada

### 5.2.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 1

#### 5.2.3.1. Esforços na viga

Para o dimensionamento das vigas calcula-se primeiro os esforços e só depois se procede ao pré-dimensionamento da secção transversal, fazendo-se posteriormente o cálculo da armadura necessária para fazer face aos esforços em estado limite último.

Tendo por base as ações definidas anteriormente obtém-se a ação por unidade de metro de desenvolvimento dos elementos de viga:

$$p_{Ed_{viga}} = p_{Ed_{Laje}} * \frac{l_{Laje}}{2} + \gamma_{P.Ext} * h_{P.Ext} * 1,35 + PP_{viga} * 1,35 \quad (5.7)$$

Assumindo, de forma simplificada, que o peso próprio da viga será de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , o correspondente a uma secção  $0,20 \times 0,50 \text{ m}^2$  para um peso volúmico do betão de  $25 \text{ kN/m}^3$ , chega-se a um valor de carga por metro de desenvolvimento da viga:

$$p_{Ed_{viga}} = 14,8125 * \frac{5}{2} + 3 * 3 * 1,35 + 2,5 * 1,35 = 52,56 \text{ kN/m} \quad (5.8)$$

Considerando que as vigas funcionam como um elemento simplesmente apoiado nos pilares é possível obter o valor do momento máximo, na secção de meio vão, das vigas a dimensionar:

$$M_{Ed} = \frac{52,56 * 6^2}{8} = 236,5 \text{ kN.m} \quad (5.9)$$

#### 5.2.3.2. Pré-dimensionamento da viga

Calculados os esforços atuantes no elemento de viga é necessário definir as dimensões da sua secção transversal. Para que as secções não sejam demasiado sobrecarregadas, no pré-dimensionamento da viga é prudente começar por arbitrar que o valor do momento reduzido associado ao elemento para o estado limite último não ultrapassa 0,25, ou seja:

$$0,25 \geq \frac{M_{Ed}}{b * h^2 * f_{cd}} \quad (5.10)$$

Na expressão anterior existem duas incógnitas (largura e altura da secção, respetivamente  $b$  e  $h$ ), portanto, é necessário arbitrar uma relação entre ambas para que se possa obter o valor de uma das

duas incógnitas. A relação adotada é de que a largura terá um valor de cerca de 40% da altura. Como tal:

$$0,25 \geq \frac{M_{Ed}}{0,4h * h^2 * f_{cd}} \Leftrightarrow 0,25 \geq \frac{236,5}{0,4h * h^2 * 16667} \Leftrightarrow h \geq 0,52m \quad (5.11)$$

De forma a obter um valor de altura que seja múltiplo de 0,05m pode-se aumentar  $h$  para um valor de 0,55m ou então baixar para os 0,5m. Com altura de 0,5m não é possível afirmar que a base terá 40% do valor da altura, o que resultaria em um valor de base de 0,20m, pois o valor do momento reduzido para o caso de uma secção  $0,20 \times 0,50m^2$  é superior a 0,25. Como tal, decide-se optar por uma secção de dimensões  $0,25 \times 0,50m^2$ , o que faz com que o valor do momento reduzido seja de:

$$\frac{236,5}{0,25 * 0,5^2 * 16667} = 0,227 \quad (5.12)$$

Efetuada a verificação do valor do momento reduzido é possível afirmar que a secção final das vigas é de  $0,20 \times 0,50m^2$ .

### 5.2.3.3. Cálculo da armadura da viga

Para o cálculo da armadura da viga opta-se por abordar o problema considerando os seguintes pressupostos:

- Dimensionamento efetuado para largura total do elemento resistente viga;
- Equilíbrio de forças e de momentos na secção transversal.

Recorrendo, assim, às equações de equilíbrio:

$$\begin{aligned} & \begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum M_{A_s} = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} F_c = F_s \\ F_c * z = M_{Ed} \end{cases} \\ & \Leftrightarrow \begin{cases} 0,81 * x * 0,25 * 16667 = A_s * 435000 \\ 0,81 * x * 0,25 * 16667 * (0,45 - 0,416 * x) = 236,5 \text{ kN.m} \end{cases} \\ & \Leftrightarrow \begin{cases} x = 0,1886m \\ A_s = 14,633cm^2 \end{cases} \end{aligned}$$

Traduzindo o valor de  $14,633cm^2$  em armadura de dimensionamento:

$$14,633cm^2 \Rightarrow 3\phi 25$$

Deverão ser colocados  $2\phi 12$  na face superior por questões construtivas.

Calcula-se agora a armadura transversal da viga:

$$\begin{aligned} V_{EdViga} &= p_{EdViga1} * \frac{l_{Viga1}}{2} = 166,67 \text{ kN} \\ V_{Rds} &\geq V_{EdViga} \\ 166,67 &\geq \frac{A_s}{s} * 0,9 * d * f_{yd} * \cot \theta \\ \cot \theta &= 2,5 \\ \frac{A_s}{s} &\geq 2,62 \text{ cm}^2/m \end{aligned}$$

O resultado anterior pode-se traduzir na seguinte armadura transversal:

$$2,62 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8(2r) // 0,30\text{m}$$

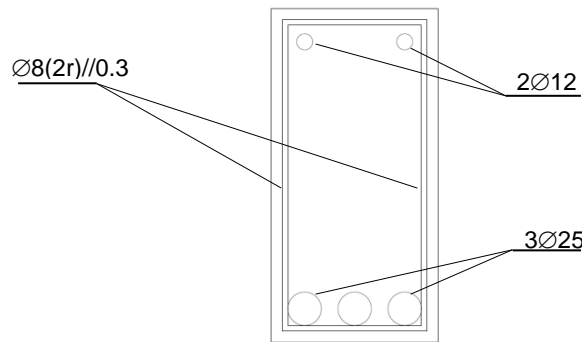


Fig. 26 Secção da viga dimensionada

#### 5.2.4. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO PISO 0

##### 5.2.4.1. Esforços nos pilares

À semelhança das vigas, também no dimensionamento dos elementos resistentes pilar é necessário calcular primeiro os esforços a que o elemento estará sujeito para que os valores desses esforços possam ser utilizados no pré-dimensionamento das secções transversais bem como no cálculo da armadura necessária para fazer face aos estados limite.

Considerando, como já referido em secções anteriores, que as vigas estão simplesmente apoiadas nos pilares, a carga axial a que cada pilar estará sujeito individualmente é dada pela seguinte expressão:

$$N_{Ed} = p_{EdViga1} * \frac{l_{Viga1}}{2} + p_{EdLaje Cobertura} * A_{inf} + PP_{VigaCobertura} * 1,35 * \frac{l_{VigaCobertura}}{2} \quad (5.13)$$

Para a avaliação da carga de cálculo por unidade de área de laje de cobertura recorre-se ao ponto 5.2.1., sendo que o valor da carga é obtido da seguinte forma:

$$p_{EdLaje Cobertura} = 2 * 1,35 + 2 * 1,5 + 25 * 0,25 * 1,35 = 14,1375 \text{ kN/m}^2 \quad (5.14)$$

Admitindo, também, que a área de influência de cada pilar é de  $7,5\text{m}^2$ , resultado da multiplicação de metade das dimensões em planta do edifício, e que a viga de cobertura tem as mesmas dimensões que a do piso 1 obtém-se o valor da carga de dimensionamento de cada pilar:

$$N_{Ed} = 52,55625 * 3 + 14,1375 * 7,5 + 0,25 * 1,35 * 3 = 264,7125 \text{ kN} \quad (5.15)$$

##### 5.2.4.2. Pré-dimensionamento e cálculo da armadura dos pilares

Obtido o valor de cálculo do esforço axial de cada pilar individual procede-se ao pré-dimensionamento da secção transversal. Para o efeito, assume-se que a armadura presente ao longo do desenvolvimento do pilar tem uma secção com sensivelmente 1% da área de betão. Assim sendo, a seguinte condição deve ser cumprida:

$$N_{Ed} \leq A_{betão} * f_{cd} + 0,01 * A_{betão} * f_{yd} \quad (5.16)$$

Considerando secção quadrada é possível calcular as seguintes dimensões:

$$264,7125 \leq b^2 * 16667 + 0,01 * b^2 * 435000 \Leftrightarrow b \geq 0,1122\text{m} \quad (5.17)$$

O que se pode concluir do resultado anterior é que o pilar será sempre sobredimensionado pois o resultado anterior não é aceitável face às disposições construtivas regulamentares. Como tal, decide-se optar por dimensões de  $0,25 \times 0,25\text{m}^2$  de forma a compatibilizar com a largura das vigas e em termos

de armadura opta-se por  $4\phi 12$  por razões construtivas. É de salientar que o esforço máximo no pilar se verifica na base do mesmo, sendo que para o obter seria necessário somar à carga de dimensionamento o valor da carga relativa ao peso próprio na base do mesmo. Sendo que a solução apresenta uma resistência de cálculo no valor de 1238,48kN, bastante superior ao esforço de cálculo, opta-se por não calcular essa carga de dimensionamento pois a diferença para a carga de pré-dimensionamento considerada seria relativamente pequena, sendo possível garantir o pilar em condições.

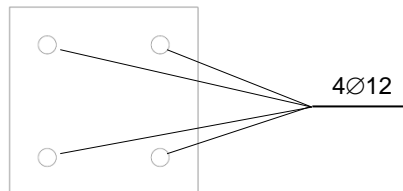


Fig. 27 Secção do pilar dimensionada

### 5.3. REAVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

Neste ponto aplica-se a metodologia de avaliação de segurança exposta no capítulo 4. É importante referir que os resultados dos ensaios bem como os cenários postos em cada uma das seguintes secções foram obtidos de forma fictícia, na tentativa de simular da melhor forma resultados reais de ensaios e de cenários possíveis quer da situação da estrutura como de possíveis decisões do dono de obra.

#### 5.3.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS À ESTRUTURA

Supondo que se realizaram ensaios à estrutura já construída, nesta secção procura-se trabalhar esses resultados de forma a encontrar as resistências de cálculo dos respetivos materiais. Assim sendo, os resultados foram:

Quadro 12 Valores fictícios dos resultados dos ensaios à estrutura

Valor da resistência à compressão do betão (MPa)	Valor da resistência à tração do aço (MPa)
24.6	482.3
25.9	485.1
26.7	490.7
28.1	495.6
28.7	498.5
31.4	501.2
33.6	504.8
34.3	506.1

Efetuada o tratamento estatístico destes valores chega-se aos seguintes valores dos parâmetros estatísticos relevantes para a aplicação da metodologia:

Quadro 13 Parâmetros estatísticos relevantes das resistências

Material	Média ( $m_x$ )	Desvio padrão ( $s_x$ )	Coeficiente de variação ( $V_x$ )
Betão	29.16MPa	3.59MPa	0.12292
Aço	495.54MPa	8.83MPa	0.01782

Após obtenção destes parâmetros estatísticos é possível, com recurso à expressão 4.35 ou 4.54 obter os valores característicos das resistências. Recorrendo ao Quadro 8 assume-se  $k_n$  com valor 2,0 pois foram realizados 8 ensaios:

$$f_{ck} = m_{xc} - k_n * \sigma_{xc} = 21.993MPa \quad (5.18)$$

$$f_{yk} = m_{xy} - k_n * \sigma_{xy} = 493.38MPa \quad (5.19)$$

O valor de cálculo das resistências, com base somente em resultados dos ensaios e apontando para um índice de fiabilidade de valor 3.8, pode ser calculado com base nas seguintes considerações:

$$p = \phi(-0.8 * \beta) \quad (5.20)$$

$$u_p = 0.8 * \beta = 3,04 \quad (5.21)$$

$$f_{cd} = m_{xc} - u_p * \sigma_{xc} = 18,265MPa \quad (5.22)$$

$$f_{yd} = m_{xy} - u_p * \sigma_{xy} = 468,694MPa \quad (5.23)$$

Fazendo o quociente entre os valores característicos e os valores de cálculo é possível calcular os coeficientes parciais de segurança relativos aos desvios entre estes valores, ainda sem contemplar incertezas nem erros de modelação:

$$\gamma_{mc} = \frac{f_{ck}}{f_{cd}} = 1,204 \quad (5.24)$$

$$\gamma_{my} = \frac{f_{yk}}{f_{yd}} = 1,053 \quad (5.25)$$

Introduzindo agora o coeficiente relativo a incertezas e erros de modelação tem-se:

$$\gamma_{Mc} = \gamma_{mc} * 1,1 = 1,325 \quad (5.26)$$

$$\gamma_{My} = \gamma_{my} * 1,1 = 1,158 \quad (5.27)$$

Visto que já se possui os coeficientes parciais de segurança finais, de modo a obter os valores das resistências de cálculo, só falta aplicar estes coeficientes aos valores característicos.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 16,604MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{My}} = 426,086MPa$$

### 5.3.2. CÁLCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES DAS SECÇÕES

No presente ponto calcula-se, com recurso ao programa de cálculo automático “Secção” (Henriques, 2002), os momentos resistentes das secções da laje, vigas, e pilares da estrutura em estudo. O cálculo das resistências destas secções tem por base a hipótese de que a estrutura não se encontra com sinais de degradação e que, assim sendo, as secções transversais dos elementos resistentes podem ser assumidas como aquando do dimensionamento, sem ser necessário reduzir a secção de betão nem a secção de aço no cálculo.

#### 5.3.2.1. Momento resistente da secção da laje

Para o cálculo do valor do momento resistente da laje opta-se por criar camadas com largura de 1m e espessura de 0,025m. Assim sendo criaram-se 10 camadas do material betão e apenas uma camada de material aço com área equivalente a  $\phi 10//0,10\text{m}$  ( $7,854 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Após correr o programa o incremento de rotação que leva a um momento fletor mais elevado revelou um valor do momento fletor de:

$$M_{Rd} = 63,80 \text{ kN.m}$$

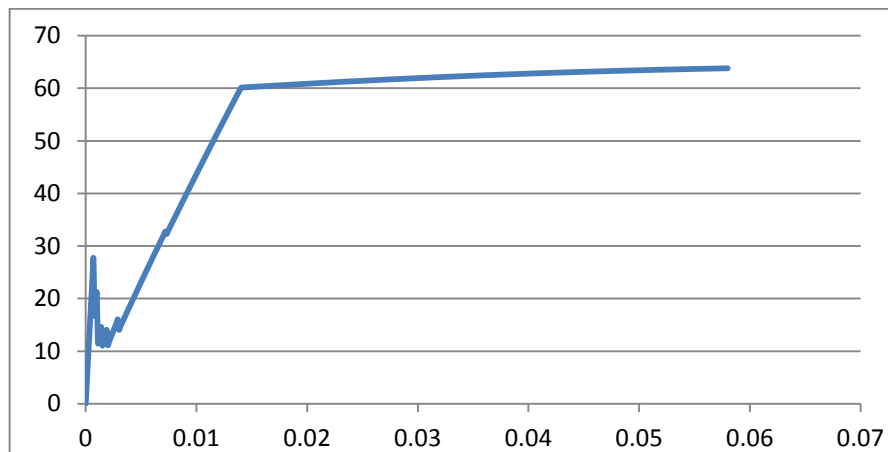


Fig. 28 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da laje por reforçar

#### 5.3.2.2. Momento resistente da secção da viga

Para o cálculo do valor do momento resistente da viga opta-se por criar camadas com largura de 0,25m e espessura de 0,025m. Assim sendo criaram-se 20 camadas do material betão e apenas uma camada de material aço com área equivalente a  $3\phi 25$  ( $14,73 \text{ cm}^2$ ). Após correr o programa o incremento de rotação que leva a um momento fletor mais elevado revelou um valor do momento fletor de:

$$M_{Rd} = 233,4 \text{ kN.m}$$

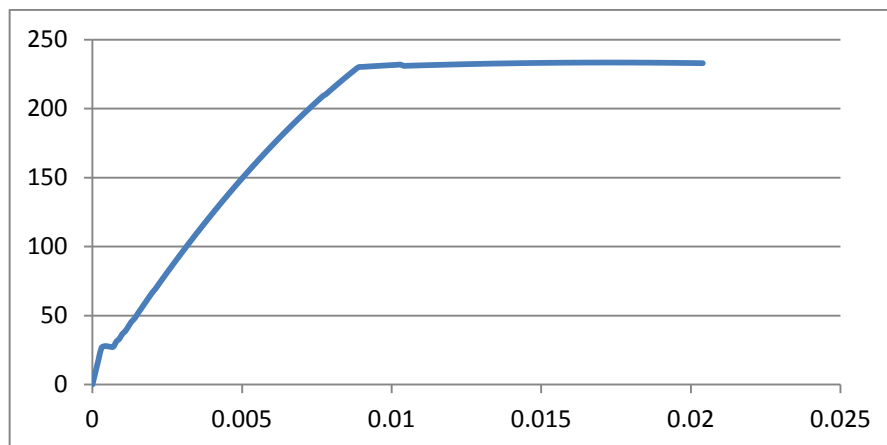


Fig. 29 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga por reforçar

### 5.3.2.3. Esforço axial resistente da secção de pilar

Visto que o programa “Secção” (Henriques, 2002) foi concebido para o cálculo de momentos fletores opta-se por calcular o esforço axial resistente da secção do pilar com recurso à condição:

$$N_{Rd} = A_{betão} * f_{cd} + A_{aço} * f_{yd} \quad (5.28)$$

O valor obtido para o esforço axial resistente é de:

$$N_{Rd} = 1230,5 \text{ kN}$$

De notar que o valor é diferente do valor exposto na secção 5.2.4.2. que indicava a resistência dos pilares ao esforço axial de 1238,48kN. A diferença dos valores nos pontos distintos deve-se ao facto de na secção 5.2.4.2. o valor ter sido obtido com recurso aos valores de cálculo das resistências segundo os códigos atuais, e o valor obtido no presente ponto ter sido obtido com recurso aos valores resistentes resultantes dos resultados dos ensaios fictícios à estrutura existente.

### 5.3.3. ALTERAÇÃO DO TIPO DE UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA

O primeiro cenário que se coloca neste exemplo é uma possível alteração do tipo de utilização da estrutura. Os pressupostos a considerar são os seguintes:

- Edifício não apresenta qualquer sinal de degradação;
- Edifício passa a ser utilizado para fins comerciais, mais concretamente para grandes armazéns;
- Edifício com 10 anos de existência;
- Dono de Obra pretende que a estrutura garanta condições de segurança para os próximos 40 anos, perfazendo assim o seu tempo de vida útil de 50 anos definido no projeto inicial;

#### 5.3.3.1. Cargas a considerar

Com recurso ao Eurocódigo 0 (NP EN 1990, 2009). pode-se obter as cargas estipuladas para o cenário exposto no ponto anterior:



Quadro 14 Cargas a considerar após alteração do tipo de uso

Elementos onde são aplicadas as cargas	Cargas permanentes ( $g_k$ )	Cargas variáveis ( $q_k$ )
Laje 1º Piso	PP da laje + 2,5 kN/m <sup>2</sup> (paredes divisórias)	5 kN/m <sup>2</sup>
Laje 2º Piso	2 kN/m <sup>2</sup>	2 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	3 kN/m <sup>2</sup> de área de parede exterior (parede dupla de tijolo de 11 e 15) (Grupo de B.A. e P.E., 2016)	-

## 5.3.3.2. Cálculo dos novos coeficientes de segurança

Tendo por base o exposto nas secções 4.1 e 4.2 calcula-se os novos coeficientes de segurança associados às ações permanentes e às ações variáveis.

Em relação às ações permanentes, visto não existirem resultados de ensaios decide-se utilizar os coeficientes de segurança definidos nos códigos, o que significa que o coeficiente parcial de segurança a utilizar é de 1,35.

No que diz respeito às ações variáveis pode-se aplicar a metodologia exposta na secção 4.2. Assim sendo, como recurso a uma folha de cálculo obtém-se o coeficiente de segurança relativo a este tipo de ações.

Quadro 15 Dados introduzidos na folha de cálculo

Dado Introduzido	Tempo de vida útil remanescente	Coeficiente de variação (V)	$F_{TA}(xkA)$	$F_{TB}(xkB)$	$\gamma_{sd}$
Valor	40	0,4	0,364	0,364	1,1

Os resultados são os seguintes:

Quadro 16 Resultados dos coeficientes parciais

$\gamma_{sd}$	1.1
$\gamma_{fB}$	1.3765
$\gamma_{kB}$	0.96583
$\gamma_{FQB}$ (coef. parcial para ações variáveis)	1.4624
$\gamma_{FGB}$ (coef. parcial para ações permanentes)	1,304

## 5.3.3.3. Cálculo dos esforços em estado limite último

Para o cálculo dos esforços em estado limite último utilizam-se os coeficientes expostos no ponto anterior. Assim, a carga atuante na laje do piso 1 é calculada da seguinte forma:

$$p_{Ed} = 8,75 * 1,304 + 5 * 1,4624 = 18,722 \text{ kN/m}^2 \quad (5.29)$$

- Esforços na laje

Considerando, como no dimensionamento inicial, que o cálculo é efetuado para uma largura de 1m de laje o momento fletor atuante é calculado da seguinte forma:

$$\frac{M_{Ed}}{m} = \frac{18,722 \cdot 5^2}{8} = 58,506 \text{ kN.m} \quad (5.30)$$

- Esforços nas vigas

Para o cálculo dos esforços nas vigas em estado limite último começa-se por calcular a ação atuante por metro de desenvolvimento longitudinal:

$$p_{Ed} = 18,722 \cdot 2,5 + 0,5 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,304 + 3 \cdot 3 \cdot 1,304 = 62,616 \text{ kN/m} \quad (5.31)$$

Assumindo vigas simplesmente apoiadas nos pilares calcula-se o momento máximo provocado pelas ações em estado limite último:~

$$M_{Ed} = \frac{62,616 \cdot 6^2}{8} = 281,772 \text{ kN.m} \quad (5.32)$$

- Esforço nos pilares:

O cálculo do esforço axial nos pilares é dado pela seguinte expressão:

$$N_{Ed} = ((2 + 0,25 \cdot 25) \cdot 1,304 + 2 \cdot 1,4624) \cdot 3 \cdot 2,5 + 0,5 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,304 \cdot 3 + 62,616 \cdot 3 = 302,7 \text{ kN} \quad (5.33)$$

#### 5.3.3.4. Confronto das resistências e esforços atuantes

- Laje

Na secção 5.3.2.2. evidencia-se que, para os resultados dos ensaios expostos em 5.3.1., a capacidade resistente a esforços de flexão da laje é de 63,80 kN.m. O que significa que o valor da resistência excede o valor do esforço atuante, sendo, assim, garantida a segurança ao estado limite último.

A implicação direta da conclusão anterior é que não existe necessidade de reforçar o elemento resistente laje. Está garantida a segurança do elemento, apesar da alteração do tipo de uso da estrutura, para os 40 anos remanescentes do tempo de vida útil da estrutura.

Importa referir que a afirmação do parágrafo anterior só é verdadeira se forem garantidas as condições de preservação atuais da estrutura. Se estas condições piorarem, o edifício pode não garantir segurança para um tempo de vida útil de 40 anos.

- Viga

Na secção 5.3.2.2. evidencia-se que, para os resultados dos ensaios expostos em 5.3.1., a capacidade resistente a esforços de flexão da viga é de 233,4kN.m. O que significa que o valor da resistência fica aquém do valor do esforço atuante.

A implicação direta da conclusão anterior é que existe necessidade de reforçar as vigas, ou seja, as vigas devem sofrer um aumento de resistência para que possam responder às novas solicitações sem que atinjam a rotura.

Na secção seguinte estudam-se possíveis medidas de reforço a aplicar a estes elementos, bem como as soluções a propor para distintos tipos de reforço.

- Pilares

Na secção 5.3.2.2. evidencia-se que, para os resultados dos ensaios expostos em 5.3.1., a capacidade resistente a esforços de compressão do pilar é de 1320,5 kN. O que significa que o valor da resistência é bastante superior ao da solicitação, como seria de esperar.

Como tal, não existe necessidade de reforçar os pilares.

#### 5.3.3.5. Estudo do reforço dos elementos estruturais

Como exposto na secção 5.3.3.3. os elementos estruturais que não garantiram condições de segurança, e portanto necessitam de ser reforçados, foram as vigas.

O reforço destes elementos vai ser estudado para dois tipos de soluções distintas:

- Colagem de FRP;
- Colagem de chapas metálicas.

O estudo das soluções é um processo iterativo. Com recurso ao programa “Secção” é possível estudar qual a melhor solução de reforço a aplicar no elemento, alterando o valor da área do reforço e da posição do eixo do material de reforço, com base nas dimensões disponíveis no mercado.

O primeiro passo é calcular o momento da combinação quase permanente de ações, pois, como já referido noutros pontos do presente trabalho, assume-se que durante a aplicação do reforço as peças estão sujeitas aproximadamente a essa combinação de ações.

Para tal, arbitra-se  $\Psi_2=0,4$ , e o cenário considerado para o cálculo do momento da combinação quase permanente de ações é o cenário inicial (com a sobrecarga no valor de  $2\text{kN/m}^2$ ), pois o reforço é efetuado sem que a estrutura tenha ainda alterado o seu tipo de utilização.

Assim, o momento da combinação quase permanente pode ser calculado da seguinte forma:

$$p_{CQP_{laje}} = 8,75 + 2 * 0,4 = 9,55\text{kN/m}^2 \quad (5.34)$$

$$p_{CQP_{viga}} = 9,55 * 2,5 + 3 * 3 + 0,25 * 0,5 * 25 = 36\text{kN/m} \quad (5.35)$$

$$M_{CQP_{viga}} = \frac{36 * 6^2}{8} = 162\text{kN.m} \quad (5.36)$$

Importa salientar que apesar de se ter colocado o pressuposto que o dono de obra pretende que a estrutura garanta condições de segurança para os 40 anos seguintes à reavaliação, a verdade é que, depois de tomada a decisão de reforçar um elemento resistente, o reforço deve ser dimensionado para um tempo de vida útil de 50 anos. Assim sendo, devem ser calculados os esforços para estado limite último aplicando os coeficientes parciais de segurança presentes nos códigos de dimensionamento. O momento de cálculo é obtido da seguinte forma:

$$p_{Ed_{laje}} = 8,75 * 1,35 + 5 * 1,5 = 19,3125 kN/m^2 \quad (5.37)$$

$$p_{Ed_{viga}} = 19,3125 * 2,5 + 3 * 3 * 1,35 + 0,25 * 0,5 * 25 * 1,35 = 64,65 kN/m \quad (5.38)$$

$$M_{Ed_{viga}} = \frac{64,65 * 6^2}{8} = 290,925 kN.m \quad (5.39)$$

Obtido o esforço para o qual o elemento resistente, juntamente com o material de reforço, deve conseguir resistir, passa-se ao dimensionamento do reforço.

- Colagem de FRP

Para o dimensionamento de um reforço com laminados de FRP seguem-se algumas recomendações de Correia (2012) usando uma tensão última de 1500MPa e uma extensão última de 0,6%. A espessura admitida no dimensionamento foi de 1,4mm sendo que a largura foi obtida por processo iterativo com múltiplos de 20mm e um máximo de 120mm. A solução final foi a seguinte:

Quadro 17 Solução final de FRP

Solução	2 * 100mm * 1,4mm (A=2,8cm <sup>2</sup> )
M <sub>rd</sub>	291,5kN.m

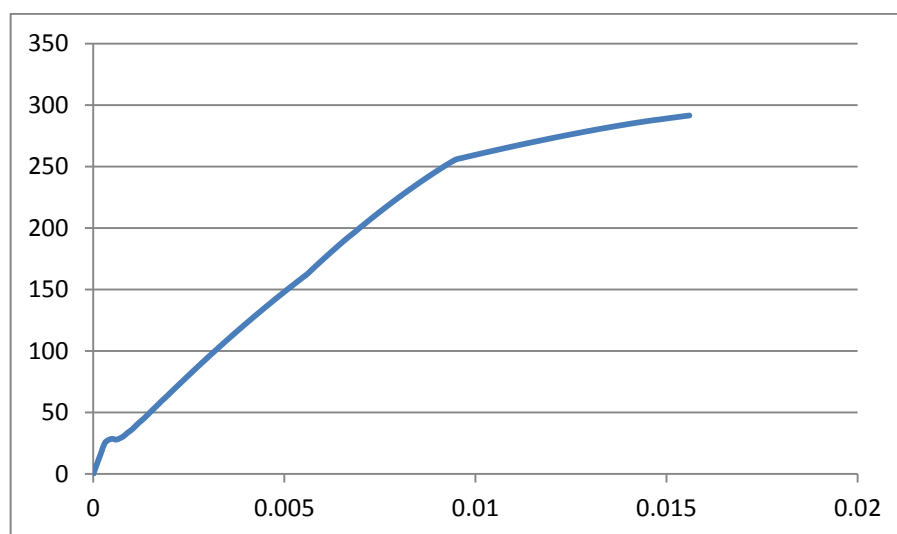


Fig. 30 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada com FRP

Na Fig. 30 é possível verificar que existe uma alteração no declive da reta que simboliza a evolução dos momentos quando este atinge o valor da combinação quase-permanente de ações. Esta alteração deve-se à introdução do reforço.

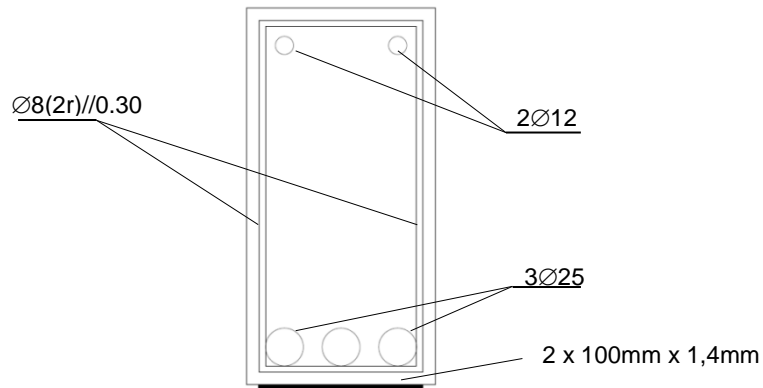


Fig. 31 Secção da viga reforçada com FRP

- Colagem de chapas metálicas

Para o dimensionamento de um reforço com chapas metálicas seguem-se algumas recomendações de Appleton e Gomes (1997) usando uma tensão última de 235MPa (Fe360) e uma extensão última de 1%. A espessura admitida no dimensionamento foi de 3mm sendo que a largura foi obtida por processo iterativo com múltiplos de 10mm e um máximo de 300mm. A solução final foi a seguinte:

Quadro 18 Solução final de chapas metálicas

Solução	250mm * 3mm ( $A=7,5\text{cm}^2$ )
$M_{rd}$	291,0kN.m

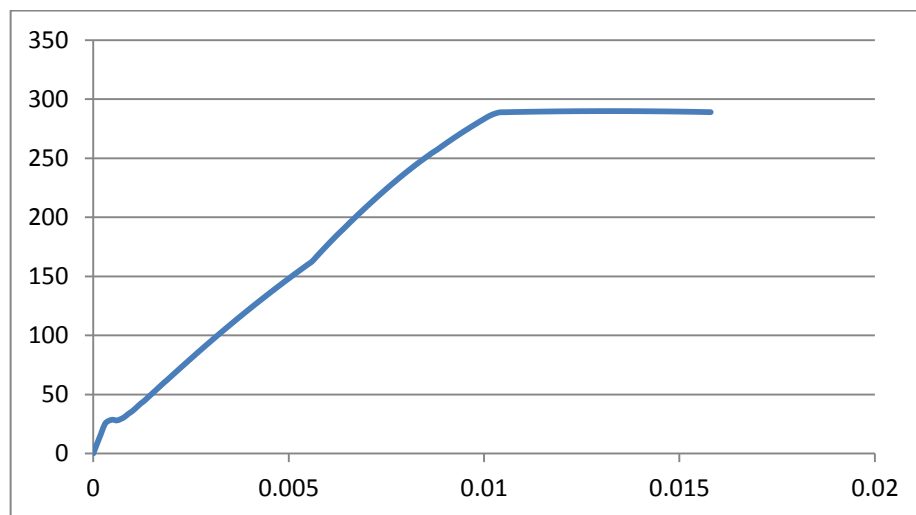


Fig. 32 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada com chapas metálicas

Na Fig. 32 é possível verificar que existe uma alteração no declive da reta que simboliza a evolução dos momentos quando este atinge o valor da combinação quase-permanente de ações. Esta alteração deve-se à introdução do reforço.

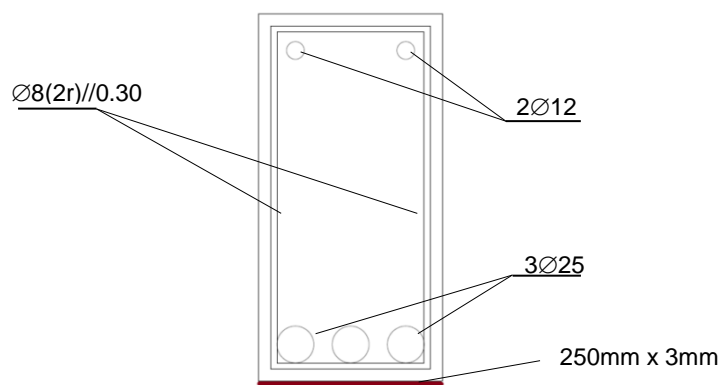


Fig. 33 Secção da viga reforçada com chapas metálicas

# 6

## EXEMPLO PRÁTICO DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

Após a exposição da aplicação da metodologia a um caso de estudo teórico passa-se neste capítulo a uma demonstração da aplicação da mesma metodologia a um caso real de reforço de uma estrutura existente.

A intervenção escolhida já foi abordada por Azevedo (2008), mas com propósitos distintos. De qualquer modo, grande parte da informação recolhida sobre a intervenção é proveniente do referido documento.

### 6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DO PROJETO DE INTERVENÇÃO

A intervenção, realizada em janeiro de 2003, consistiu no dimensionamento do reforço das vigas principais da estrutura porticada de betão armado de um edifício de uma oficina e stand de automóveis situado na zona Industrial do Porto.

O LABEST (Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural) da FEUP foi contactado para responder a um requisito imposto ao referido edifício. Tal requisito prendia-se com o lançamento de um novo veículo, pela referida marca de automóveis, e por via disso, as dimensões da oficina existente passariam a ser diminutas para albergar um número tão elevado de viaturas. As oficinas existentes estavam implantadas num armazém com cerca de 8 metros de altura que possuía dois pisos, um térreo e um piso superior a uma cota que distava 4 metros do solo numa zona (corpo 1), e 3 metros noutra (corpo 2). Este piso encontrava-se devoluto e era intenção do dono da obra reabilitá-lo, substituindo a escada existente por uma rampa que possibilitasse o acesso dos automóveis.

Havia já sido feito um cálculo estrutural para avaliar a estabilidade da laje existente nesse piso e das vigas que a suportavam, tendo-se concluído que seria necessário aumentar a espessura da camada de compressão da laje em seis centímetros e reforçar as vigas à flexão (Azevedo, 2008). O LABEST respondeu à solicitação, realizando um estudo de caracterização mecânica da estrutura existente e elaborando uma proposta de um projeto de reforço com sistemas compósitos de FRP, para o problema estrutural em causa.

Com base em medições efetuadas por Azevedo (2008) foi possível elaborar uma planta estrutural do edifício.

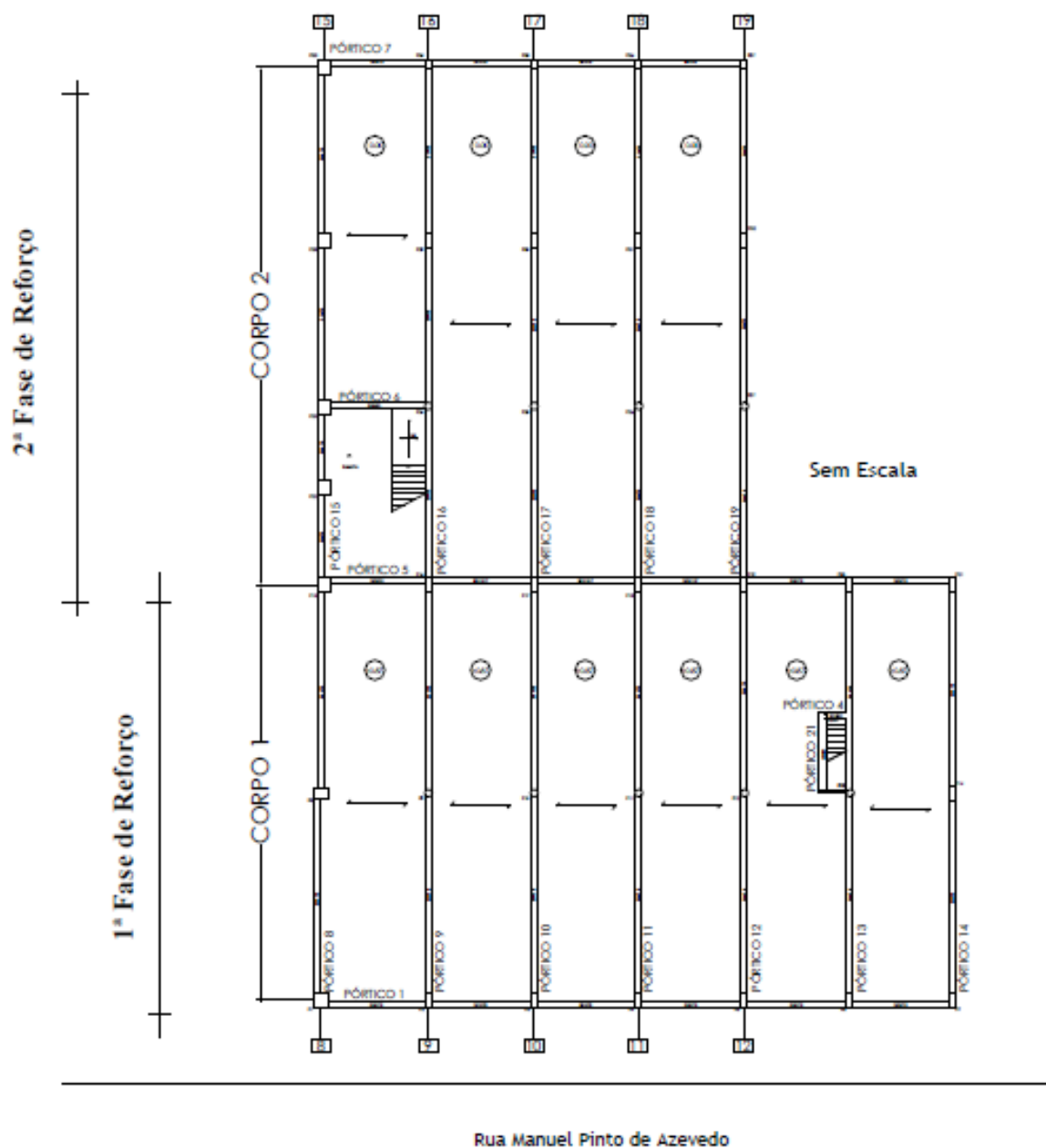


Fig. 34 Planta estrutural do edifício (Azevedo, 2008)

A estrutura em causa tinha cerca de 40 anos. Era de natureza porticada, em betão armado, constituída por doze pórticos longitudinais afastados de cinco metros e três pórticos transversais, definindo dois destes os topos da estrutura e o outro, central, constituindo a separação entre duas zonas desniveladas de 87cm. Os pórticos longitudinais davam apoio a um piso elevado materializado por lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas com 0,20m de espessura.

Na planta estrutural podem distinguir-se dois corpos referidos, sendo a linha separadora dos mesmos, coincidente com o alinhamento do pórtico transversal central. O “Corpo 1” diz respeito aos sete pórticos em paralelo que se encontram à face da Rua Manuel Pinto de Azevedo e o “Corpo 2” engloba os cinco pórticos em paralelo que existem atrás dos primeiros, ou seja, os mais afastados da Rua Manuel Pinto de Azevedo.



Importa ainda referir que o “Corpo 1” é composto por pórticos de dois vãos com cerca de 9,80m cada e o “Corpo 2” é composto por pórticos com três vãos, tendo os extremos cerca de 8,40m e o central 7,85m. As vigas têm dimensões de 0,30×0,75m<sup>2</sup>.

## 6.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS EFETUADOS E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTRUTURA

Foram efetuados ensaios à estrutura antes da intervenção de reforço que permitiram obter diversas informações sobre a estrutura em causa e o seu comportamento. Na presente secção são expostos os resultados e algumas informações relevantes para a análise que se efetua no presente trabalho.

### 6.2.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO DE CAROTES

Os ensaios de compressão sobre as carotes extraídas na obra e realizados pelo Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCOPN) conduziram aos seguintes valores de resistência à compressão:

Quadro 19 Resultados dos ensaios à estrutura (Azevedo, 2008)

Referência dos provetes	Data do ensaio	Massa (kg)	Secção (cm <sup>2</sup> )	Rotura			Tensão Média (MPa)
				Força (kN)	Tensão (MPa)	Tensão Corrigida (MPa)	
CV1	02/12/02	2,155	85,34	321,6	37,7	39,824	26,2
CV2		2,113	85,55	181,3	21,2	24,644	
CV3		2,139	85,63	215,1	25,1	28,232	
CV4		2,153	85,34	226,2	26,5	29,52	
CV5		2,203	85,36	241,0	28,2	31,084	
CV6		2,177	85,36	157,6	18,5	22,16	
CP1		2,138	85,42	266,4	31,2	33,844	27,8
CP2		2,143	85,42	207,2	24,3	27,496	

De notar que as referências “CV” e “CP” são referentes às designações “Carote de Viga” e “Carote de Pilar” e, apesar do reforço ser exclusivamente destinado às vigas, o valor da resistência à compressão do betão presente nos pilares é também utilizado na estimativa do valor de cálculo da resistência à compressão devido ao escasso número de amostras e ao facto de serem excluídos dois resultados destes ensaios por razões a explicar na secção seguinte.

Importa ainda referir a razão da introdução da coluna “Tensão Corrigida (MPa)”. Esta correção ao valor do ensaio surge devido ao facto do ensaio ser realizado em cilindros de diâmetro e altura de 100mm e ser necessário obter a resistência para cubos de dimensões padronizadas (150×150×150mm<sup>3</sup>). A conversão é efetuada segundo a expressão de Mansur (2002), que se expõe de seguida:

$$(f_{cm})_{cubos,150} = 0,92 * (f_{cm})_{cil.,100x100} + 5,14 [MPa] \quad (6.1)$$

Concluiu-se que o betão apresentava um valor médio de resistência à compressão de cerca de 30MPa. No do projeto de reforço foi considerado um betão da classe C20/25. Quanto ao aço presente na estrutura, e tendo em conta a pouca informação existente, foi considerado como sendo o que mais vulgarmente se utilizava na altura da conceção da estrutura, isto é, da classe A235EL.

#### 6.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Para a determinação da capacidade resistente das secções não é suficiente a realização de ensaios e a interpretação dos resultados destes. É também necessário um levantamento rigoroso da geometria do elemento estrutural em análise. Dimensões como a largura, a altura, o recobrimento das armaduras, o diâmetro e número de varões de armadura longitudinal e o espaçamento entre estribos, são essenciais.

Do levantamento efetuado concluiu-se que as vigas tinham todas as dimensões de  $0,30 \times 0,75 \text{ m}^2$ . Foi ainda possível detetar que o recobrimento das armaduras não era constante, apresentando zonas de 1,5cm e zonas de 3,0cm. Para a elaboração do projeto de reforço, considerou-se, pelo lado da segurança, que o recobrimento das armaduras era constante e igual a 3,00cm

Após ter sido efetuado um levantamento no local, concluiu-se que as vigas dos pórticos do “Corpo 1” apresentavam armaduras de flexão diferentes das vigas dos pórticos do “Corpo 2”. As vigas que integravam os pórticos do “Corpo 1”, apresentavam, na secção de apoio, oito varões de 25mm de diâmetro como armadura superior e seis varões de 20mm de diâmetro como armadura inferior. Na secção de meio vão, estavam armadas inferiormente com sete varões de 20mm de diâmetro, e superiormente com dois varões de 20mm de diâmetro.

As vigas que integravam os pórticos do “Corpo 2” apresentavam, na secção de apoio, seis varões de 20mm de diâmetro como a armadura superior, e dois varões de 20mm de diâmetro para a armadura inferior. Na secção de meio vão estavam armadas, superiormente, com dois varões de 20mm de diâmetro e, inferiormente, com seis varões de 20mm de diâmetro.

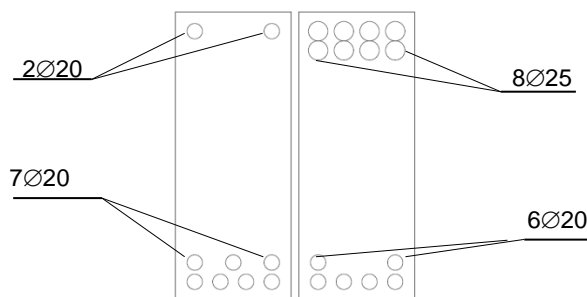


Fig. 35 Secção das vigas do corpo 1 para os momentos positivos (esq.) momentos negativos (dir.)

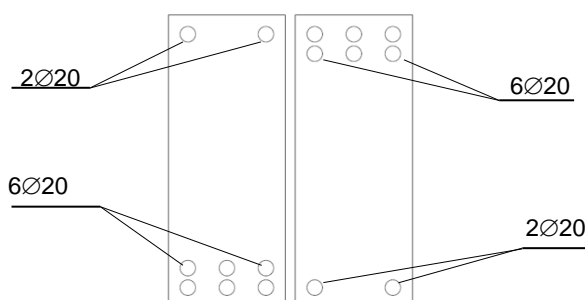


Fig. 36 Secção das vigas do corpo 2 para os momentos positivos (esq.) momentos negativos (dir.)

### 6.3. AÇÕES E ESFORÇOS DA ESTRUTURA

#### 6.3.1. AVALIAÇÃO DAS AÇÕES ATUAIS E FUTURAS NA ESTRUTURA

Para a análise estrutural dos pórticos tipo mencionados nos pontos anteriores, teve-se em consideração os pesos próprios dos elementos estruturais, as ações permanentes sobre o piso elevado e a sobrecarga regulamentar de utilização. Distinguiram-se duas situações: “situação existente” e “situação futura”.

Para a determinação dos pesos próprios dos elementos estruturais, considerou-se para peso volúmico do betão armado, o valor de  $25 \text{ kN/m}^3$  (RSAEEP, 1983). No Quadro 20 estão resumidos os valores das ações considerados.

Quadro 20 Ações presentes e futuras na estrutura (Azevedo, 2008)

Natureza da ação	Identificação da ação	“Situação existente”	“Situação futura”
Permanente	Peso próprio da laje	$2,9 \text{ kN/m}^2$	$2,9 \text{ kN/m}^2$
	Revestimentos	-	$1,0 \text{ kN/m}^2$
	Camada de betão de compressão de 6cm	-	$1,5 \text{ kN/m}^2$
Variável		$3,0 \text{ kN/m}^2$	$5,0 \text{ kN/m}^2$

#### 6.3.2. ANÁLISE DE ESFORÇOS NA ESTRUTURA

As ações referidas no ponto anterior, bem como as características geométricas da estrutura, foram modeladas no programa de cálculo automático “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016” (Autodesk, 2016).

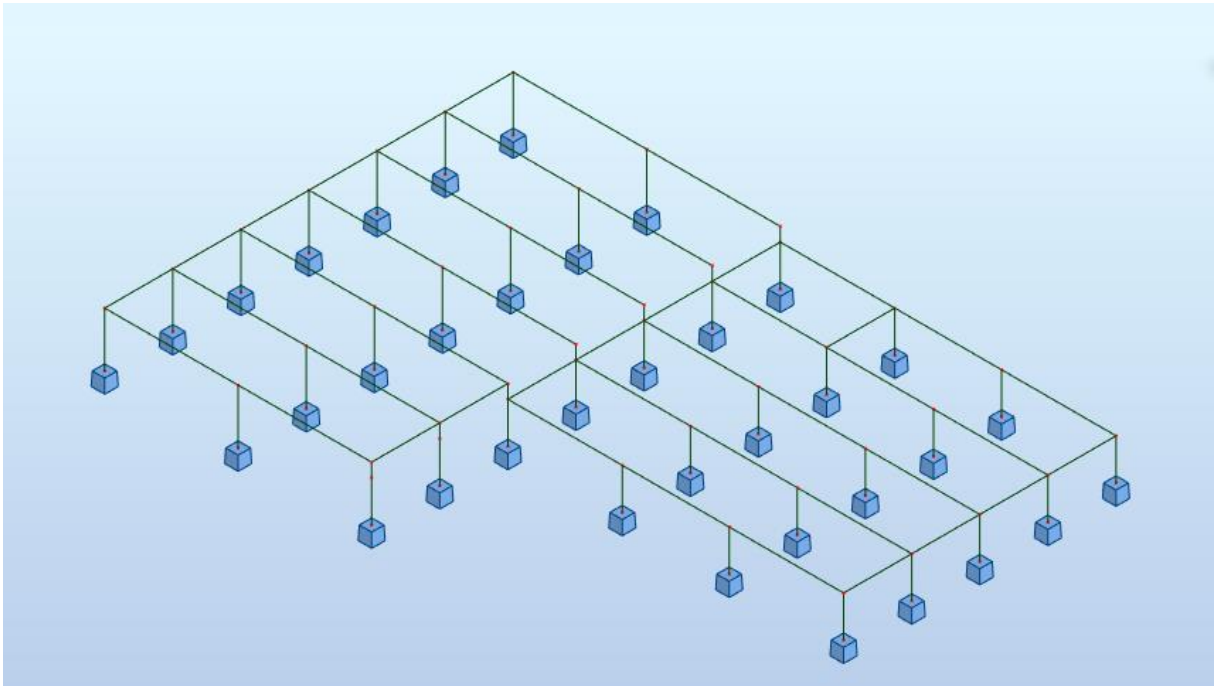


Fig. 37 Modelo da estrutura

Contudo esta análise de esforços teve duas vertentes, devido à consideração de dois cenários distintos.

No primeiro cenário, face ao facto de a estrutura já apresentar quarenta anos de existência, pretende-se que a estrutura, apesar da alteração do tipo de uso, garanta condições de segurança para os dez anos remanescentes do seu tempo de vida útil inicial. Importa referir que se a estrutura não garantir condições de segurança o reforço a dimensionar deve garantir um novo período de vida útil de cinquenta anos.

No segundo cenário considera-se que, apesar da alteração do tipo de uso e do facto de a estrutura já ter quarenta anos de existência, a estrutura deverá garantir condições de segurança para os cinquenta anos seguintes à intervenção de reforço. De notar que este segundo cenário será equivalente ao primeiro no caso da estrutura não garantir as condições de segurança para os próximos dez anos de utilização.

É necessário também expor algumas considerações que são tidas em conta e que têm influência direta no resultado obtido para os esforços da estrutura.

No caso das ações permanentes não existem considerações relevantes. Apenas se calcula o coeficiente parcial de segurança para um período de vida útil de 10 anos com base na multiplicação do coeficiente parcial de segurança estipulado nos códigos pelo coeficiente parcial relativo aos desvios entre os valores característicos para os diferentes tempos de vida útil.

No que diz respeito às ações variáveis existe uma consideração que importa realçar. A informação recolhida indica que antes do reforço a sobrecarga relativa ao piso elevado era de  $3\text{kN/m}^2$  e que futuramente este piso estará sujeito a uma sobrecarga no valor de  $5\text{kN/m}^2$ . Considera-se, portanto, que o acréscimo de  $2\text{kN/m}^2$  se deve à presença de automóveis no piso. Esta consideração tem uma implicação direta na obtenção dos coeficientes parciais de segurança. Ao contrário do que se poderia esperar, a sobrecarga não será tratada como uma só mas como duas sobrecargas de natureza distinta e associadas a coeficientes parciais de segurança distintos, como exposto na secção 4.2.

#### 6.3.2.1. Tempo de vida útil de 10 anos

Como exposto no capítulo 4 da presente dissertação, para a avaliação dos esforços existentes numa estrutura é necessário, primeiro, calcular os coeficientes parciais de segurança relativos às diferentes ações consideradas.

Expõe-se nos quadros seguintes os dados introduzidos na folha de cálculo, previamente programada para o efeito com base no exposto no capítulo 4, e respetivos resultados. A “Sobrecarga estática” é relativa à sobrecarga de  $3\text{kN/m}^2$  e a “Sobrecarga rodoviária” de  $2\text{kN/m}^2$  é relativa à ação dos veículos. O coeficiente parcial de segurança a aplicar às ações permanentes é obtido com base nos resultados dos coeficientes associados à sobrecarga estática pois as ações permanentes são também de natureza estática.

Quadro 21 Dados introduzidos na folha de cálculo

Sobrecarga estática		Sobrecarga de veículos	
$T_A$	50	$T_A$	50
$T_B$	10	$T_B$	10
$F_{TA}(xkA)$	0,364	$F_{TA}(xkA)$	0,95
$F_{TB}(xkB)$	0,364	$F_{TB}(xkB)$	0,95
$V$	0,4	$V$	0,1
$\gamma_{fA}$	1,36363636	$\gamma_{fA}$	1,36363636
$\gamma_{sd}$	1,1	$\gamma_{sd}$	1,1

Quadro 22 Resultados fornecidos pela folha de cálculo

Sobrecarga estática		Sobrecarga de veículos	
$F(xkA)$	0,97999	$F(xkA)$	0,99898
$F(xkB)$	0,90388	$F(xkB)$	0,99488
$F(\gamma_{fA} \cdot xkA)$	0,99812	$F(\gamma_{fA} \cdot xkA)$	0,99999
$F(\gamma_{fB} \cdot xkB)$	0,99064	$F(\gamma_{fB} \cdot xkB)$	0,99999
$\gamma_{fB}$	1,4826	$\gamma_{fB}$	1,3970
$\gamma_{kB}$	0,7536	$\gamma_{kB}$	0,9159
$\gamma_{FQ}$	1,2289	$\gamma_{FQ}$	1,4075
$\gamma_{FG}$	1,0173		

Modelando as cargas expostas em 6.2.3. e combinando-as para o estado limite último com os coeficientes de segurança expostos no quadro anterior obtém-se os esforços nas vigas. No quadro seguinte estão expostos esses esforços.

Quadro 23 Esforços atuantes na estrutura para  $T_B = 10$  anos

Corpo 1		Corpo 2	
$M_{máx}^+$	418,65kN.m	$M_{máx}^+$	337,06kN.m
$M_{máx}^-$	-737,30kN.m	$M_{máx}^-$	-434,85kN.m

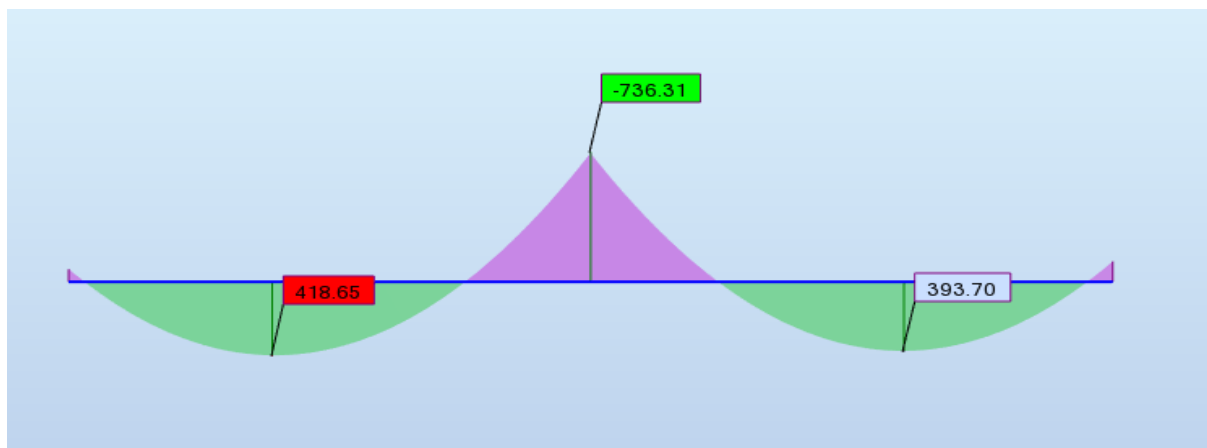


Fig. 38 Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 1

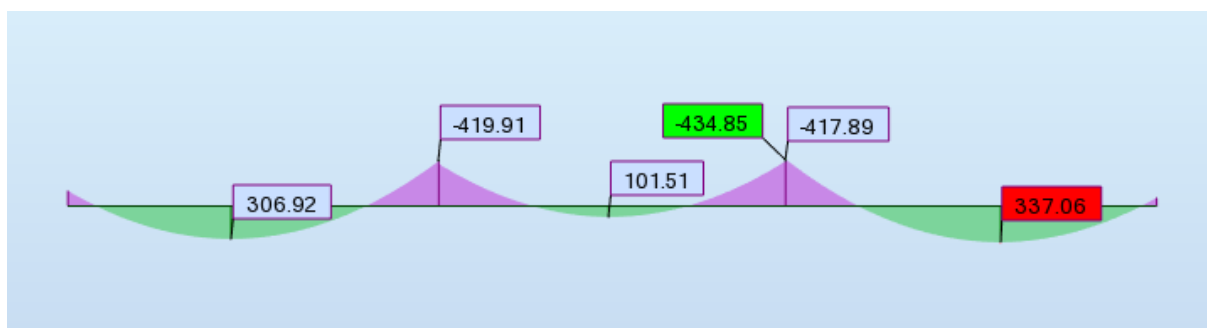


Fig. 39 Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 2

#### 6.3.2.2. Tempo de vida útil de 50 anos

A avaliação dos esforços para um período de vida útil de 50 anos, na maioria dos casos, é efetuada tendo em conta os coeficientes parciais de segurança expostos nos códigos de dimensionamento.

Segundo a metodologia exposta no capítulo 4, se não existir alteração do tempo de vida útil da estrutura os coeficientes de segurança a aplicar são os seguintes:

$$\gamma_G = 1,35 ; \gamma_Q = 1,5 ;$$

Assim sendo, podem-se obter os esforços para estado limite último modelando as ações no programa de cálculo automático, associadas aos coeficientes expostos. Na tabela seguinte surge o valor desses esforços bem como o valor dos esforços das vigas na combinação quase-permanente de ações, combinação em que se supõe que será instalado o reforço e com as ações presentes na “Situação existente” pois considera-se que o reforço será efetuado antes de a estrutura estar sujeita às novas cargas.

Quadro 24 Esforços atuantes na estrutura para  $T_B = 50$  anos

Corpo 1		Corpo 2	
$M_{máx}^+$	519,63kN.m	$M_{máx}^+$	418,29kN.m
$M_{máx}^-$	-915,11kN.m	$M_{máx}^-$	-539,74kN.m
$M_{CQP}^+$	167,01kN.m	$M_{CQP}^+$	134,29kN.m
$M_{CQP}^-$	-294,22kN.m	$M_{CQP}^-$	-173,4kN.m

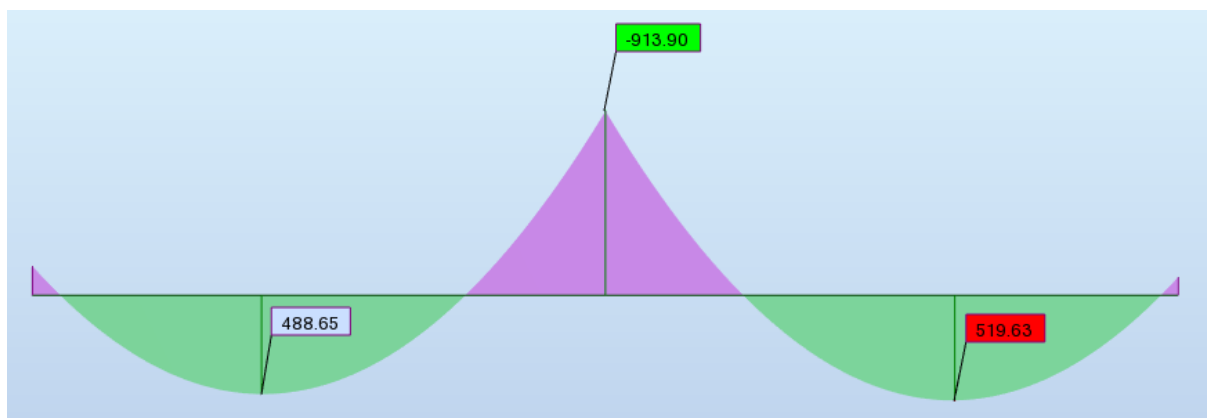


Fig. 40 Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 1



Fig. 41 Diagrama de esforços em ELU para a viga mais solicitada do corpo 2

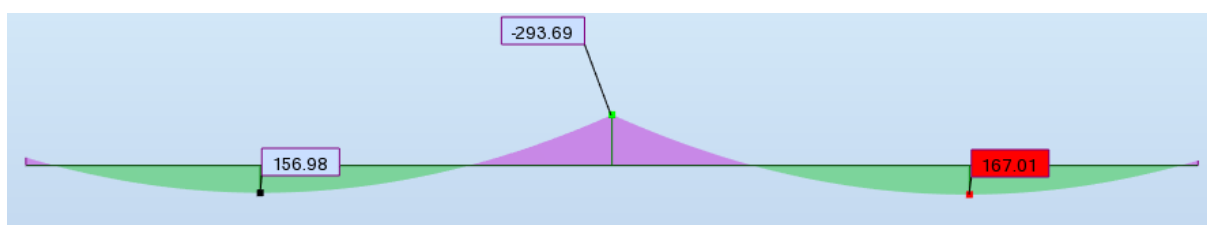


Fig. 42 Diagrama de esforços para CQP para a viga mais solicitada do corpo 1

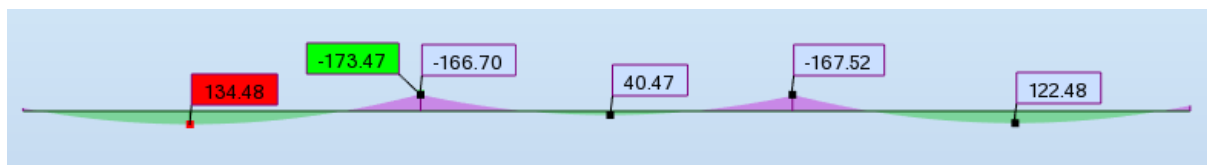


Fig. 43 Diagrama de esforços para CQP para a viga mais solicitada do corpo 2

Pode-se concluir que existe um aumento dos esforços em estado limite último quando são considerados 50 anos de tempo de vida útil da estrutura em vez de 10 anos. Este aumento já seria de esperar pois o valor dos coeficientes parciais de segurança também aumentou, pois existe uma maior incerteza no valor das ações quando o horizonte são 50 anos comparativamente ao horizonte de 10 anos.

#### 6.4. ESFORÇOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DAS VIGAS

Para avaliar a segurança da estrutura em estudo é imperativo o cálculo da resistência das secções críticas (onde os esforços atuantes atingem os maiores valores). Para tal é necessário definir, primeiro, os valores de cálculo das resistências, de tração do aço e de compressão do betão, a utilizar.

No caso do betão, tal como exposto na secção 6.2.1., são fornecidos resultados dos ensaios à compressão, o que permite aplicar a metodologia exposta no capítulo 4.

Relativamente ao aço, não é fornecida qualquer informação, portanto são adotados os procedimentos presentes nos códigos de dimensionamento.

##### 6.4.1. OBTENÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO

Todos os resultados dos ensaios de compressão do betão apresentados na secção 6.2.1. vão ser utilizados, apesar de dois deles terem sido efetuados a pilares, sendo que o reforço será nas vigas.

Dois resultados dos ensaios, o mais baixo e o mais alto, apresentam valores significativamente afastados dos restantes, estando fora de um intervalo aceitável de valores. Ou seja, o valor mais baixo do ensaio estava abaixo do valor característico inferior e o valor mais alto estava acima do valor característico superior, sendo estes valores característicos obtidos com a totalidade dos ensaios realizados. Esta constatação pode levar a supor que estes dois valores não são representativos da distribuição das resistências e a sua presença pode influenciar de forma pouco realista as conclusões que se tiram dos resultados dos ensaios. Desta forma, na análise efetuada esses dois valores não foram considerados.

Assim sendo, os resultados finais foram os seguintes:

Quadro 25 Parâmetros estatísticos da resistência

Materia l	Média ( $m_x$ )	Desvio Padrão ( $s_x$ )	Coef. Variação ( $V_x$ )	$f_{ck}$	$\gamma_{sd}$	$\gamma_c$	$f_{cd}$
Betão	29.14MPa	3.1557MPa	0.108307	22.257MPa	1,1	1,2528	17,766MPa



A resistência de cálculo do aço A235EL é obtida através do quociente entre o valor característico do aço e o coeficiente parcial de segurança associado aos aços presente no Eurocódigo 2.

Pode-se afirmar então que:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235MPa}{1,15} \cong 204MPa$$

#### 6.4.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DAS SECÇÕES DA VIGA

Determinadas as resistências de cálculo dos materiais e conhecendo a geometria das diversas secções-tipo das vigas é possível calcular a resistência à flexão dos elementos. Esse cálculo poderia ser efetuado de diversas formas, como por exemplo recorrendo às equações de equilíbrio, mas neste caso recorre-se ao programa de cálculo automático “Secção”. Introduzindo as resistências evidenciadas no ponto anterior e a geometria das diversas secções descritas em 6.2.2. chega-se aos seguintes valores de resistências:

Quadro 26 Esforços resistentes das vigas

Corpo 1		Corpo 2	
$M_{rd}^+$	301,3kN.m	$M_{rd}^+$	259,6kN.m
$M_{rd}^-$	-533,4kN.m	$M_{rd}^-$	-259,6kN.m

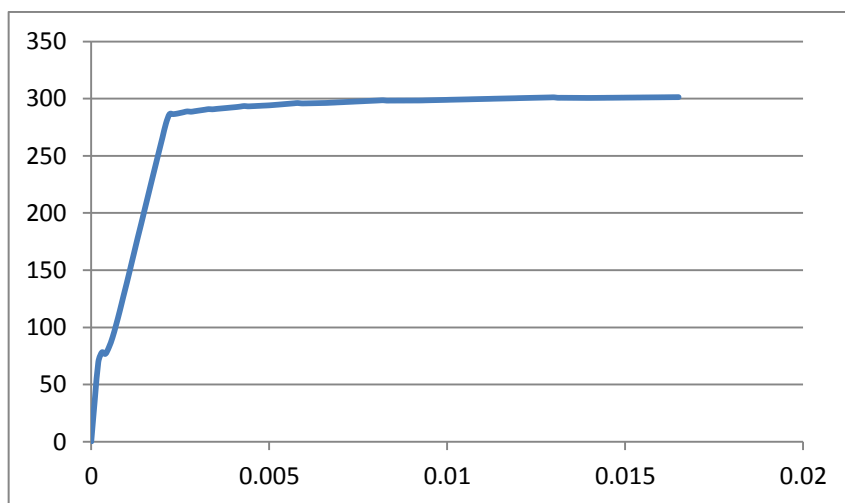


Fig. 44 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 1 para momentos positivos

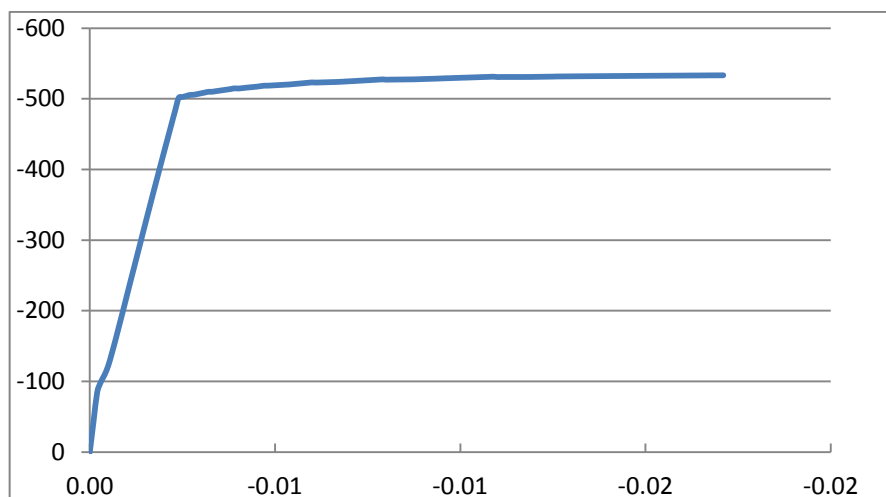


Fig. 45 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 1 para momentos negativos

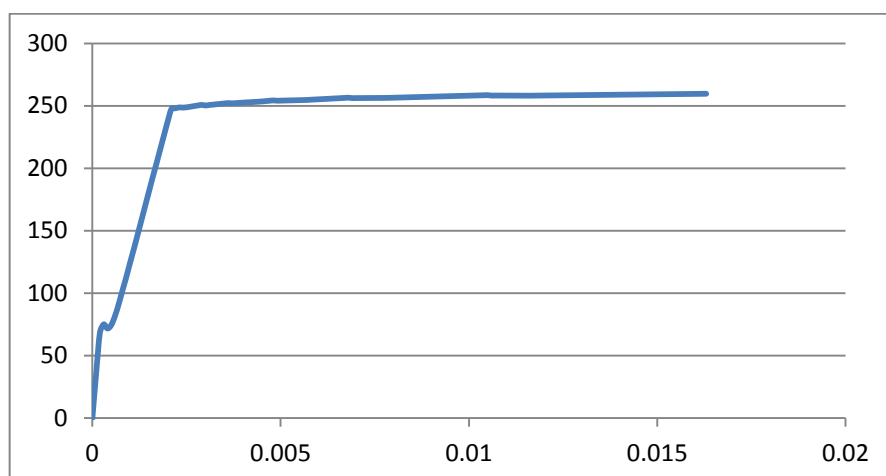


Fig. 46 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 2 para momentos positivos

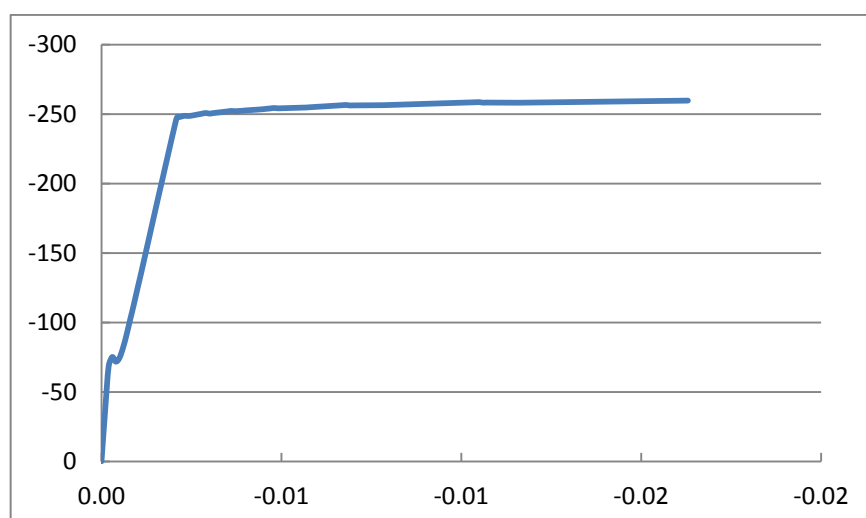


Fig. 47 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga do corpo 2 para momentos negativos

#### 6.4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

Com base no que foi exposto nas secções 6.3.2.1, 6.3.2.2 e 6.3.3.2 conclui-se que a estrutura não garante condições de segurança suficientes para fazer face às solicitações impostas para um tempo de vida útil de 10 anos.

Pode-se constatar até que todas as secções mais solicitadas apresentam uma resistência inferior à solicitação a que estarão sujeitas, o que implica que todas as secções terão de ser reforçadas.

Assim, é necessário estudar medidas de reforço para a estrutura de forma que esta possa garantir a segurança. Este reforço terá que ser global tendo em conta que se observa incapacidade resistente em todas as vigas da estrutura.

As únicas exceções são as vigas extremas, aquelas que apenas recebem carga de um vão. Essas não necessitam de ser reforçadas pois se se reduzir os esforços máximos para metade, devido ao facto de suportar apenas um vão, conclui-se que estes elementos apresentam resistência suficiente para fazer face à solicitação a que estão sujeitos.

### 6.5. ESTUDO DE SOLUÇÕES DE REFORÇO

Como indicado no primeiro ponto do presente capítulo, o LABEST propôs uma solução com recurso a compósitos de FRP. As soluções de reforço estudadas no presente trabalho também usam o mesmo material pois trata-se de uma solução bastante corrente.

Contudo, existem diversas soluções diferentes de FRP no mercado. Optou-se por estudar o reforço com recurso a laminados de FRP de dois produtores distintos. O primeiro da marca Mbrace, modelo HM, e o segundo da marca Sika, modelo CarboDur H. Esta opção deve-se ao facto da informação necessária para o dimensionamento das soluções estar disponibilizada em MBrace (2016) e Sika (2016).

#### 6.5.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE REFORÇO

Para o dimensionamento das soluções de reforço é necessário conhecer algumas propriedades mecânicas dos materiais em questão. No quadro seguinte são expostos os valores de algumas dessas propriedades para os respetivos materiais.

Quadro 27 Propriedades dos materiais de reforço

Material	MBrace HM	Sika CarboDur H
Módulo de elasticidade média	200GPa	300GPa
Resistência à tração última característica	2900MPa	1350MPa
Valor de cálculo do alongamento à rotura	0,65%	0,25%
Espessura disponível	1,4mm	1,4mm
Largura disponível	50; 60; 80;100;120mm	50mm

### 6.5.2. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

Com base no Quadro 27 e utilizando a resistência de cálculo do betão, é possível, com recurso ao programa “Secção”, estudar soluções de reforço a aplicar na estrutura de forma que esta possa responder de forma satisfatória às futuras solicitações que lhe serão impostas em estado limite último.

Trata-se de um processo iterativo tendo por base as medidas disponibilizadas pelas diferentes marcas e a largura das vigas a reforçar.

As vigas apresentam uma largura de 0,30m, o que significa que as soluções Sika CarboDur H são relativamente fáceis de encontrar pois 0,05m é um múltiplo de 0,30m. Já no que respeita ao MBrace HM as soluções são mais versáteis. Esta versatilidade leva a que o dimensionamento das soluções MBrace exija um pouco mais de esforço pois estas implicam maior refinamento da solução a adotar de forma a aproximar o valor da resistência ao da solicitação, ao contrário das soluções Sika em que se introduz no programa “Secção” mais ou menos 0,05m de material para obter o mesmo efeito.

O estudo de medidas de reforço foi efetuado com o pressuposto de que é possível aceder à face superior das vigas e reforçá-las. Este pressuposto surge da informação que é disponibilizada de que o piso superior se encontra desimpedido. Partindo deste pressuposto efetua-se um dimensionamento do reforço com base numa análise elástica das vigas. Caso não houvesse essa possibilidade seria necessário estudar soluções de reforço com base numa análise com redistribuição de esforços, limitando o momento máximo negativo à resistência atual das secções presentes nessas zonas.

#### 6.5.2.1. Reforço com MBrace

Como já referido, o estudo de soluções de reforço é um processo iterativo, e, como tal, o estudo de uma solução com MBrace HM foi efetuado estudando diferentes soluções e tentando conjugar as dimensões disponíveis no mercado com a largura disponível da viga. O principal critério é tentar aproximar o momento resistente da secção reforçada do momento resistente e que esta estará sujeita em estado limite último, sendo o primeiro sempre superior ao segundo. Não são utilizados fatores de segurança relativos ao material de reforço mas sim os valores da extensão última disponibilizado pelas marcas. No caso do MBrace o parâmetro em questão assume o valor de 0,65%.

Assim, e após algumas iterações obteve-se a seguinte solução:

Quadro 28 Solução de reforço com MBrace

	Corpo 1	Corpo 2
Solução M <sup>+</sup>	2 x 100mm x 1,4mm	2 x 80mm x 1,4mm
Solução M <sup>-</sup>	4 x 100mm x 1,4mm	3 x 100mm x 1,4mm
Mrd <sup>+</sup>	538,3kN.m	452,7kN.m
Mrd <sup>-</sup>	-961,2kN.m	-612,8kN.m

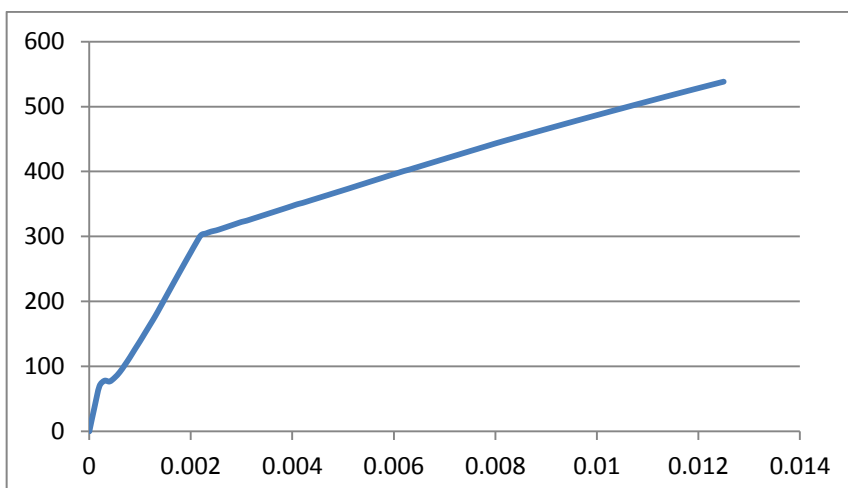


Fig. 48 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos positivos

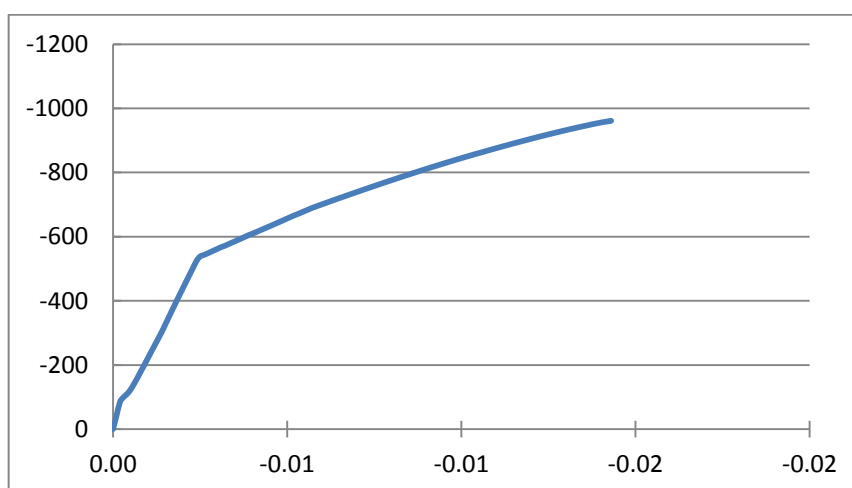


Fig. 49 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos

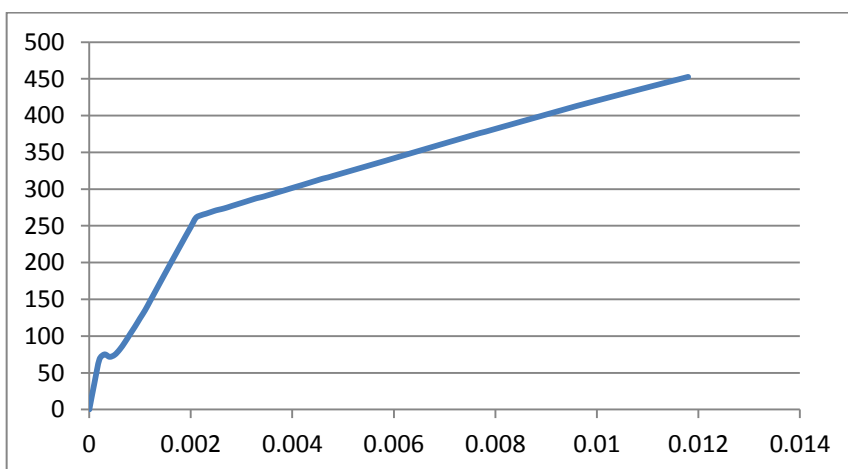


Fig. 50 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos positivos

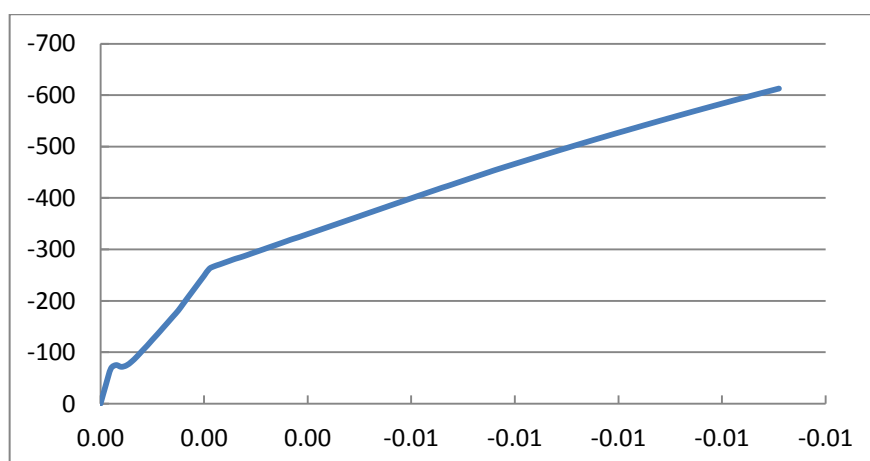


Fig. 51 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos negativos

Comparando os valores dos momentos resistentes com os valores dos momentos atuantes em estado limite último verifica-se que os esforços resistentes se superiorizam aos esforços atuantes.

Importa referir que no caso do Corpo 1 a solução de reforço executa-se em duas camadas. A primeira com três laminados de 100mm de largura, preenchendo totalmente a largura da viga, e a segunda com apenas um laminado de 100mm de largura, centrado com a secção.

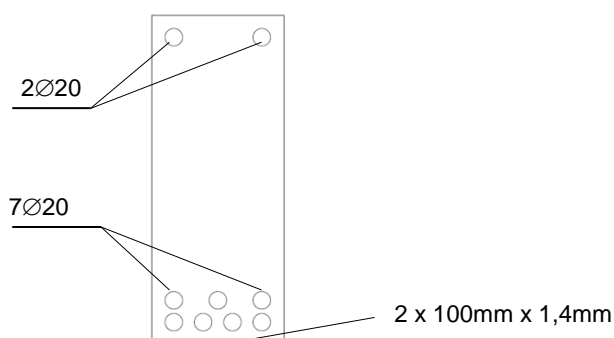


Fig. 52 Secção da viga do corpo 1 para momentos positivos reforçada com MBrace

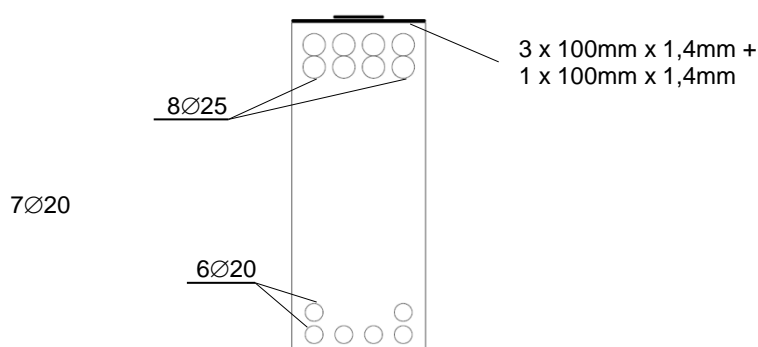


Fig. 53 Secção da viga do corpo 1 para momentos negativos reforçada com MBrace

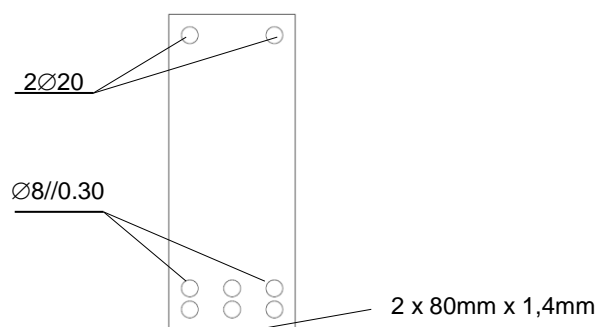


Fig. 54 Seção da viga do corpo 2 para momentos positivos reforçada com MBrace

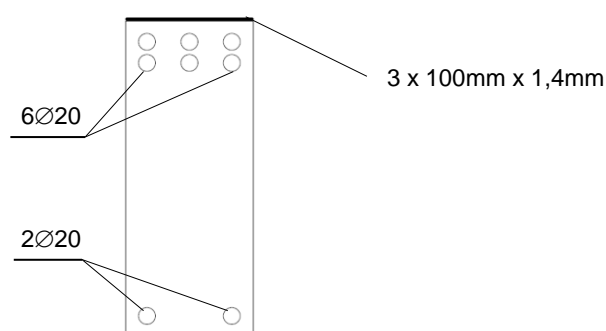


Fig. 55 Seção da viga do corpo 2 para momentos negativos reforçada com MBrace

#### 6.5.2.2. Reforço com Sika

No caso do reforço com laminados Sika CarboDur H não existe uma versatilidade tão grande nas soluções possíveis. Visto que os laminados são produzidos com uma espessura fixa de 50mm, apenas se acrescentam laminados à solução até se obter um momento resistente superior ao momento atuante. Não são utilizados fatores de segurança relativos ao material de reforço mas sim os valores da extensão última disponibilizado pelas marcas. No caso do Sika o parâmetro em questão assume o valor de 0,25%.

Pondo isto, chega-se à seguinte solução:

Quadro 29 Solução de reforço com Sika

	Corpo 1	Corpo 2
Solução M <sup>+</sup>	8 x 50mm x 1,4mm	5 x 50mm x 1,4mm
Solução M <sup>-</sup>	14 x 50mm x 1,4mm	9 x 50mm x 1,4mm
Mrd <sup>+</sup>	561,2kN.m	424,7kN.m
Mrd <sup>-</sup>	-961,5kN.m	-559,3kN.m

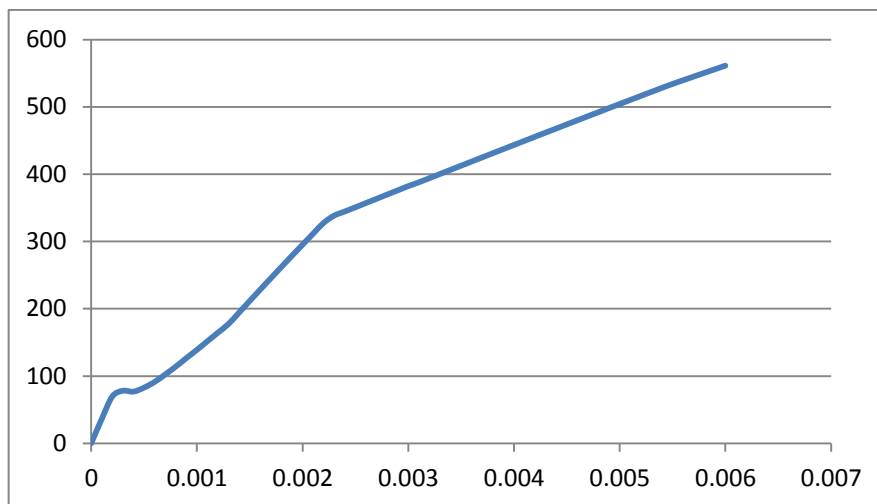


Fig. 56 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos positivos

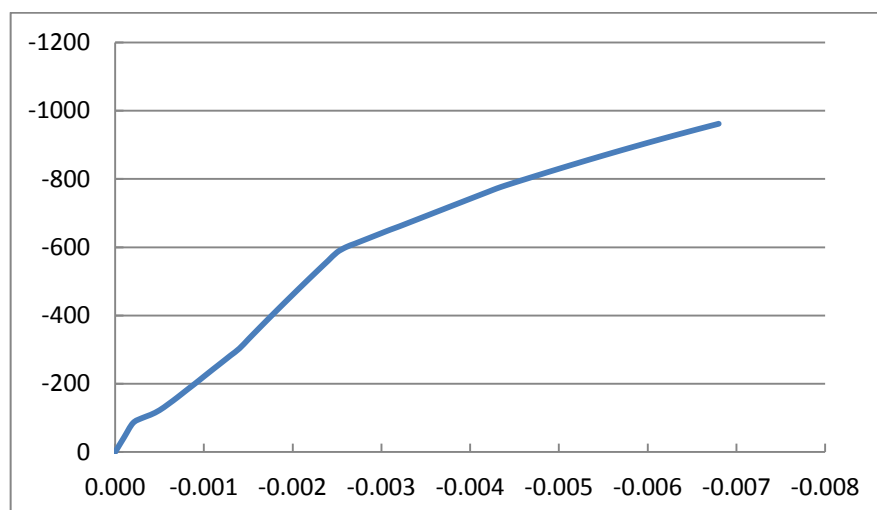


Fig. 57 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos

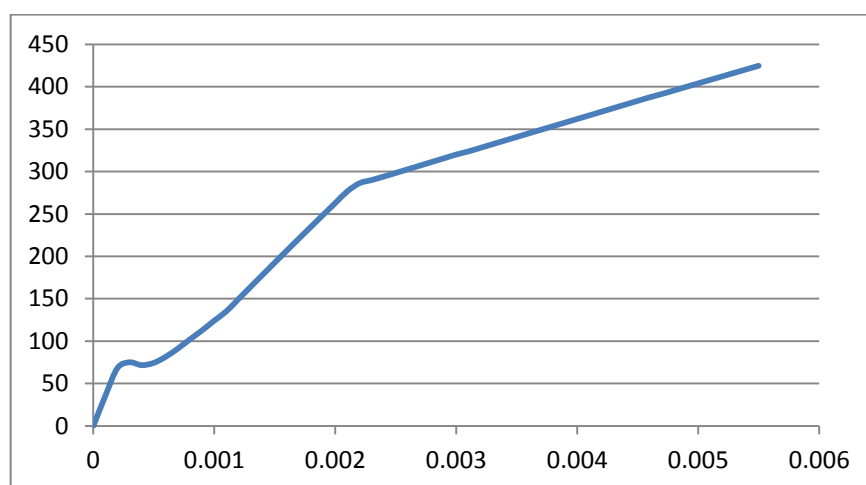


Fig. 58 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 2 para momentos positivos



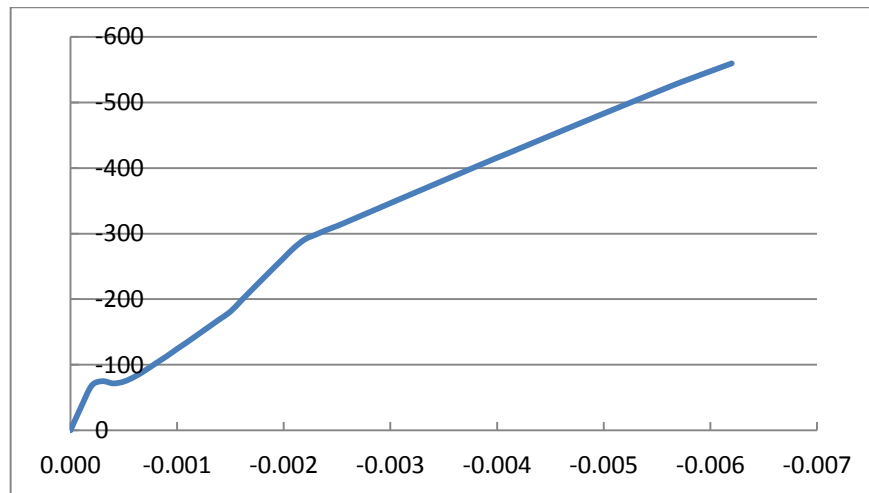


Fig. 59 Diagrama de momentos vs curvaturas da secção da viga reforçada do corpo 1 para momentos negativos

Comparando os valores dos momentos resistentes com os valores dos momentos atuantes em estado limite último verifica-se que os esforços resistentes são superiores aos esforços atuantes.

Para descrever as disposições dos laminados é necessário recordar que a base da viga tem 0,30m de largura e os laminados 0,05m, logo é apenas possível colocar 6 laminados por camada.

No Corpo 1, tanto para os momentos positivos como para os negativos, a solução de reforço não pode ser realizada em apenas uma camada de laminados. Assim sendo, a solução para os momentos positivos passa por uma camada de 6 laminados e uma segunda de 2 laminados, de preferência centrados, e a solução para os momentos negativos passa pela execução de duas camadas de 6 laminados e uma terceira de 2 laminados, de preferência centrados.

No Corpo 2 a disposição dos laminados não é tão direta como no Corpo 1 visto a solução não ser um número par de laminados. Para os momentos positivos os 5 laminados são dispostos em apenas uma camada, centrados, ou seja, apenas se deixa 0,025m nos extremos da viga sem laminados. Para os momentos negativos os laminados são dispostos em duas camadas, sendo a primeira composta por 6 laminados e a segunda por 3, que podem estar centrados ou na mesma posição que os da primeira camada mas intercalados.

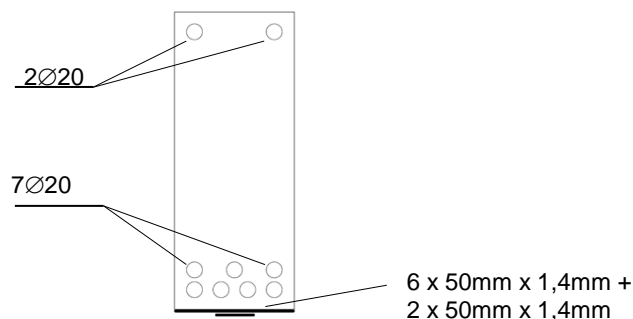


Fig. 60 Secção da viga do corpo 1 para momentos positivos reforçada com Sika

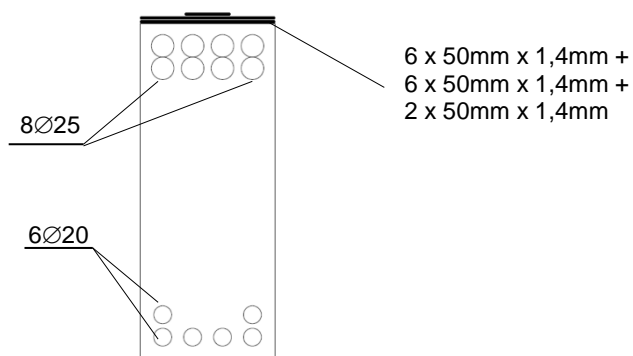


Fig. 61 Secção da viga do corpo 1 para momentos negativos reforçada com Sika

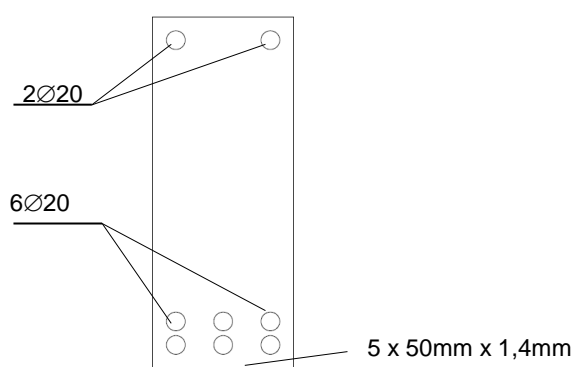


Fig. 62 Secção da viga do corpo 2 para momentos positivos reforçada com Sika

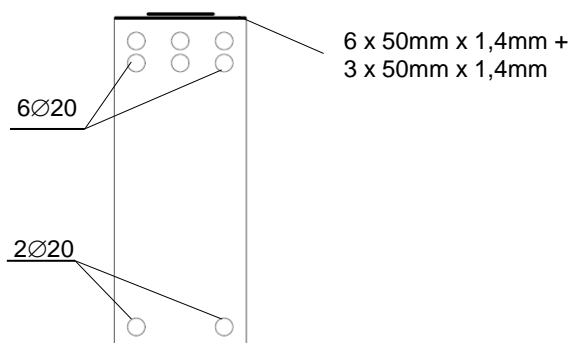


Fig. 63 Secção da viga do corpo 2 para momentos negativos reforçada com Sika

# 7

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A avaliação da segurança de estruturas existentes é um tema delicado e com importância cada vez mais considerável na sociedade em que vivemos. Uma avaliação errada dessa segurança pode levar a custos exagerados, sendo que a vertente financeira de uma determinada estrutura é cada vez mais preponderante quando se efetua qualquer avaliação.

A presente dissertação consistiu, numa primeira fase, na recolha de informação sobre a avaliação de estruturas existentes e medidas de reforço passíveis de aplicar a uma estrutura. Numa segunda fase foi desenvolvida uma metodologia de avaliação da segurança estrutural de uma estrutura existente de betão, com base nos pressupostos apresentados pelos Eurocódigos. A metodologia elaborada aplica-se aos estados limites últimos, recorrendo-se ao método dos coeficientes parciais de segurança para proceder à avaliação da segurança estrutural.

O processo de aplicação da metodologia desenvolvida é em todo semelhante ao método dos coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de estruturas novas, exposto no Eurocódigo 0 (2002). As diferenças apresentadas entre os dois métodos surgem na avaliação das propriedades resistentes dos materiais e na adaptação dos valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações aplicadas na estrutura. Este último torna-se possível, uma vez que se pretende verificar a segurança da estrutura para um período de tempo diferente daquele que inicialmente tinha sido considerado durante o seu dimensionamento, relacionando desta forma os diferentes períodos de vida útil, podendo ainda ser conseguido através da alteração do nível de risco associado à estrutura, ou seja, caso se altere o nível de exigência pretendido para a utilização do edifício.

A aplicação desta metodologia pode traduzir-se numa redução dos coeficientes parciais de segurança relativo aos materiais e às ações, dependendo do período de vida útil considerado para a avaliação de segurança da estrutura existente ( $T_B$ ). Tal redução pode contribuir para que a segurança da estrutura seja verificada, mas caso esta não se verifique, conduz a um dimensionamento de reforço mais adequado, promovendo desta forma a um gasto menos dispendioso em materiais de reforço.

Note-se ainda que esta metodologia se apresenta mais vantajosa, quando avaliada para o mesmo período de vida útil, para o caso das resistências dos materiais pois com recurso a resultados de ensaios e medições na estrutura é possível diminuir bastante a incerteza relativa a estes parâmetros, possibilitando, para os cenários mais favoráveis, a utilização de valores de cálculo superiores. De notar também que, em termos percentuais, se verifica uma maior diminuição do valor dos coeficientes parciais de segurança para ações variáveis associadas a sobrecargas em edifícios do que, por exemplo,

as associadas a sobrecargas rodoviárias. A constatação anterior baseia-se no exemplo estudado no capítulo 6.

Os valores dos coeficientes parciais de segurança a aplicar aos materiais podem ultrapassar os valores propostos nos Eurocódigos pois estão dependentes dos resultados dos ensaios e medições, logo não se pode garantir um valor máximo para estes coeficientes. No caso das ações os valores dos coeficientes parciais de segurança não devem ultrapassar os valores propostos nos Eurocódigos, para tempos de vida útil inferiores a 50 anos.

Relativamente aos desenvolvimentos futuros, para uma melhor avaliação da segurança de estruturas existentes, são necessários estudos mais exigentes quanto ao coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas de modelação das ações face aos supostos danos existentes. Assim, seria possível distinguir com maior rigor o nível de danos encontrado na estrutura e, consequentemente, obter um maior rigor na avaliação da sua segurança.

Por fim, considera-se que a aplicação da metodologia proposta a mais casos de estudo do que os expostos nesta dissertação seria vantajoso para validar a metodologia e verificar as vantagens e desvantagens da sua aplicação para diferentes sistemas estruturais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Appleton, J. (2013). *Estruturas de betão Vol. I*, Edições Orion, Lisboa.
- Appleton, J.; Gomes, A. (1997). *Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº41.
- Autodesk, (2015). <http://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview> . Autodesk Robot Structural Analysis. 2015.
- Azevedo, D.M.M. (2008). *Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP. Recomendações para dimensionamento*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Biblioteca central GNU, [https://linux.ime.usp.br/~rodolpho/GNU\\_SL/gsl-ref-pt\\_BR\\_20.html](https://linux.ime.usp.br/~rodolpho/GNU_SL/gsl-ref-pt_BR_20.html) acessado em Maio de 2016.
- Broomfield, J.P. (2003). *Corrosion of steel in concrete: Understanding, investigation and repair*. London : Taylor & Francis e-Library, 2003. P. 14. ISBN 0-203-78352—2.
- Calgaro, J.A. (1996). *Introduction aux Eurocodes: Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Cardoso, R.J.C. (2010). *Sistemas de dissipação de energia em estruturas de betão armado*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa.
- Cordeiro, N.P. (2014). *Metodologia de avaliação da segurança de estruturas porticadas de betão existentes*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, A.; Júlio, E.S.; Neves, L.; Appleton, J.; Branco, F.; Correia, F.; Cruz, J. (2011). *Apontamentos da disciplina “Reabilitação e reforço de estruturas”*. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado IST (2016). *Tabelas Diversas*. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Henriques, A. (2002). *Programa de análise à rotura de secções de betão armado sujeitas à flexão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Holický, M.; Návarová, V.; Gottfried, R.; Kronika, M.; Marková, J.; Sykora, M.; Jung, K. (2013). *Basics for assessment of existing structures*. European Commission project: Life Learning Programme, Czech Technical University in Prague.
- ISO 13822 (2010). *Bases for design of structures – Assessment of existing structures*. Technical Committee ISO/TC 98. 2010.
- MBrace (2016). *MBrace Laminado: Laminados pré-fabricados de fibra de carbono para reforço de elementos estruturais*. [http://macoseco.pt/admin2/imgs/mbrace\\_laminado.pdf](http://macoseco.pt/admin2/imgs/mbrace_laminado.pdf). acessado em Abril de 2016
- NP EN 1990. 2009. *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas*: Comité Europeu de Normalização. Dezembro de 2009, 2009.
- NP EN 1992-1-1. 2010. *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*: Comité Europeu de Normalização. Março de 2010, 2010.

NP EN 1998-1. 2010. *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas de para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.

RSAEEP (1983). *Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Lisboa.

Rücker, W.; Hille, F.; Rohrmann, R. (2006). *Guideline for the assesement of existing structures*. SAMCO Final Report, Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM), Berlin.

S&P Clever Reinforcement Brasil (2016a). *C-Sheet 240: Sheet of carbon fibre for dry and wet lay up*: [http://www.sp-reinforcement.com.br/pdf/frp240\\_640.pdf](http://www.sp-reinforcement.com.br/pdf/frp240_640.pdf), acedido em Abril de 2016.

S&P Clever Reinforcement Brasil (2016b). *S&P Laminates CFK: Laminados pré-fabricados em fibra de carbono*: <http://www.sp-reinforcement.com.br/pdf/frpLaminates.pdf>, acedido em Abril de 2016.

Sika (2016). *MBrace Laminado: Laminados pré-fabricados de fibra de carbono para reforço de elementos estruturais*. [https://prt.sika.com/dms/getdocument.get/4f2fbfff-f5aa-3321-92fb-6d1932b718d7/01%20Sika%20CarboDur%20\\_04.001.pdf](https://prt.sika.com/dms/getdocument.get/4f2fbfff-f5aa-3321-92fb-6d1932b718d7/01%20Sika%20CarboDur%20_04.001.pdf), acedido em Abril de 2016



